

2019 年度修士論文

変動軸力および 2 方向水平力を受けて曲げ降伏破壊する  
鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の  
軸崩壊機構に関する研究

Axial-Failure Mechanisms of Reinforced Concrete Corner Beam-Column Joint following Joint  
Hinging Failure under Variable Axial Load and Bi-Directional Loading

首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 建築学域 18852540

藤間 淳

Atsushi FUJIMA

北山 和宏 教授

Dr. KITAYAMA K.

---

## 謝辞

---

本論文は、首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学域博士前期課程在学中に行った研究をまとめたものです。本研究は明治大学晋研究室との共同研究であり、日本学術振興会科学研究費補助金・基盤研究 C（曲げ降伏破壊する鉄筋コンクリート柱梁接合部の軸崩壊機構の解明と防止法、研究代表者：北山和宏）により実施致しました。実験や研究を進めるにあたり、多くの方々にご指導ご協力をいただきました。この場をお借りして、深く御礼申し上げます。

首都大学東京教授 北山和宏先生には、学部で研究室に入室して以来約 3 年間に渡り多大なるご指導を頂きました。先生とのゼミを通して基礎的な研究の進め方や作法、工学における物の見方など多くのことを学びました。実験の実施に際しては常にご協力いただき、度重なる問題に苦慮する筆者とともに、時には夜遅くまで実験棟で試行錯誤して頂いたこともありました。また、研究以外でも進路の相談に乗っていただくなど、生活面でも大変お世話になりました。

明治大学専任講師 晋沂雄先生には、共同研究として本研究を進めるにあたり多大なるご協力をいただきました。試験体の設計・製作作業から実験実施およびその後の検討作業に至るまで、先生のご尽力なしには本論を執筆することはできませんでした。

明治大学学部生 佐野由宇氏・鄭家齊氏、首都大学東京学部生 王君穎氏とは共同研究者として実験の実施からその後の検討作業を共に行いました。首都大学東京大学院生石川巧真氏は、次年度の実験担当者であり、実験実施に多大なるご協力をいただきました。

首都大学東京准教授 高木次郎先生、同准教授 壁谷澤寿一先生には、本研究の審査にあたり、有益かつ貴重なご助言を頂きました。

試験体製作に当たっては、アシス株式会社社長 村上雄四様をはじめ、社員の皆様には大変お世話になりました。明治大学学部生小杉氏をはじめ、晋研究室の皆様には大変お世話になりました。試験体の鉄筋は東京鐵鋼株式会社にご提供いただきました。

北山研究室の先輩 胡文靖氏には実験に何度も立ち会っていただきました。北山研究室同期の有井季萌氏、田中宏一氏、YANG DICHEN 氏には本研究にご協力いただいただけでなく、研究室生活においても大変お世話になりました。張志宇氏および行則真穂氏には実験に協力していただきました。

ここに記して謝意を表します。ありがとうございました。

2020 年 2 月  
藤間 淳

---

# 目次

## 第1章 序論

### 1.1 研究背景と目的

### 1.2 既往研究と研究概要

## 第2章 実験概要

### 2.1 試験体概要

### 2.2 実験計画

### 2.3 材料特性

### 2.4 構造計算

## 第3章 実験結果

### 3.1 破壊性状

### 3.2 復元力特性

### 3.3 ひずみ分布

### 3.4 層せん断力の二軸相関

### 3.5 部分架構の変形成分割合

### 3.6 破壊モードの特定

## 第4章 実験結果の分析

### 4.1 全体復元力特性の分析

### 4.2 接合部の崩壊機構

### 4.3 接合部崩壊時の変形性能

## 第5章 結論

### 5.1 結論

### 5.2 今後の展望

### 参考文献

---

# 第 1 章 序論

---



## 1.1 研究背景と目的

従来、鉄筋コンクリートの柱梁接合部は、せん断破壊に対して許容応力度設計をすることになっていたが[1]、塩原による研究[2]~[4]で、柱梁接合部の曲げ抵抗機構による破壊（以下、接合部曲げ降伏破壊）が提唱され、十分なせん断余裕度を確保していても、柱の梁に対する曲げ耐力の比（柱梁曲げ耐力比）が 1 に近い場合は接合部に曲げ抵抗機構による塑性ヒンジが形成されることが明らかとなった。特に、中低層 RC 建物の柱梁接合部では曲げ降伏破壊が生じやすいと考えられ、接合部に損傷が集中し接合部が部分崩壊に至ったと考えられる被害が報告されている[5]。

立体隅柱梁接合部の軸崩壊機構に関する研究は Hassan・Moehle[7]により行われており、Shear-Friction モデルに基づく接合部軸崩壊時の変形性能評価式を提案している。しかし、この研究では接合部のせん断破壊に着目しており、接合部内に横補強筋が配されていないなど、日本の実情と異なる点が存在する。立体隅柱梁接合部の曲げ破壊を検証した実験には片江ら[8]、石塚ら[9]による研究があり、いずれも一定軸力下における実験であったが接合部軸崩壊の兆候を示した試験体があったことを報告している。また、崔ら[10]は立体隅柱梁部分架構がせん断破壊をしても軸力比 0.9 程度まで軸支持能力を保持したことを示している。しかし、曲げ破壊する接合部の軸力支持性能に着目した実験研究は少なく、筆者の知る限り村上ら[11]・西田ら[12]による平面試験体を用いた研究しかない。

本研究では、立体隅柱梁部分架構に変動軸力および 2 方向水平力を導入した静的加力実験を行い、変動軸力が立体隅柱梁接合部の曲げ破壊に及ぼす影響、並びにその後の軸力支持性能を検証することを目的とする。



(a) 被災した建物の全景



(b) 柱梁接合部

写真 1-1 接合部軸崩壊の被害（楠原氏 撮影）[6]

## 1.2 既往研究と研究概要

### 1.2.1 既往研究

柱梁部分架構を用いた実験研究における接合部軸崩壊の破壊モードを整理すると、主に3つのパターン（図1-1）にまとめることができる。1つ目は Hassan・Moehle[7]により提案されている接合部斜めひび割れ面に沿ったせん断摩擦が喪失することで軸崩壊する破壊モードである。ただし、この研究では接合部に横補強筋がない試験体を用いている。2つ目は片江・北山の実験[8]で見られた破壊形式で、一定軸力の正載荷時（上柱に圧縮軸力が作用する側）に接合部のかぶりコンクリートの剥落と柱主筋が座屈することにより、残留変形が蓄積し軸崩壊に至る破壊モードである。3つ目は変動軸力を導入した実験において報告されている破壊形式で、負載荷時の変動軸力により開いた接合部斜めひび割れ面に沿って、正載荷時の高圧縮軸力によって軸崩壊する破壊モードである[11]~[14]。

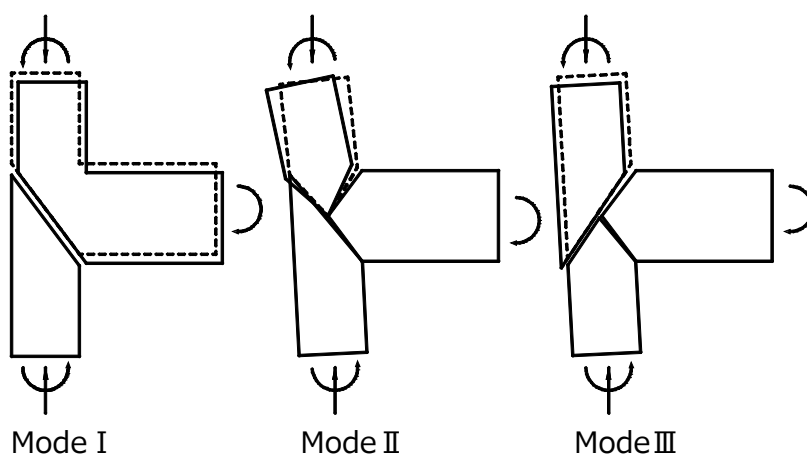


図1-1 柱梁接合部崩壊パターン

### 1.2.2 本研究の位置付け

本研究では前述の3つの接合部崩壊パターンの中から、接合部横補強筋と変動軸力を考慮した現実の建物に最も近い条件で生じると考えられる ModeⅢの破壊形式を想定して試験体を作成した。試験体は、接合部形状の違いを把握するための平面ト形試験体1体と、二方向に梁が取り付く立体隅柱梁試験体3体を作成し、静的加力実験を行った。立体試験体はそれぞれ、軸力比及び接合部補強比を実験変数とした。

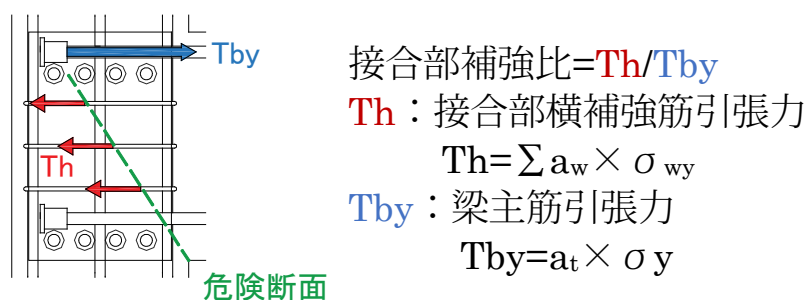


図1-2 接合部補強比の定義

---

## 第 2 章 実験概要

---

## 2.1 試験体概要

### 2.1.1 試験体の設計

#### (1) 接合部軸崩壊の影響因子

接合部軸崩壊の発生には例えば表 2-1 に示すように多様な因子が考えられるが、コンクリートの圧縮強度やかぶり厚さ、柱主筋の座屈長さといったものは実設計においてはいずれも大きな幅があるものではない。また、既往試験体との比較のしやすさから、梁主筋は変更しないこととした。

前章における接合部崩壊パターン ModeⅢは変動軸力下において発生すると考えられる。柱主筋量はできるだけ小さくし軸崩壊が発生しやすくする。また、軸力比が大きければ柱梁曲げ耐力比が大きい場合でも軸崩壊する可能性がある。なお、本研究は接合部曲げ降伏破壊後の軸力保持性能に着目するため、柱梁曲げ耐力比は引張り側で小さくなるように設定した。

表 2-1 接合部軸崩壊の予想発生因子

柱主筋量・強度	コンクリート圧縮強度	梁主筋量・強度
接合部横補強筋量・強度	コンクリートのかぶり厚さ	柱軸力
柱主筋の座屈長さ	接合部斜めひび割れの角度	載荷径路・軸力ルール

#### (2) 実験パラメータの決定

接合部軸崩壊に特に重要な影響を与えると思われる設計因子を抽出し、以下の実験パラメータを設定した。図 2-1 に試験体相関図を示す。

##### ①試験体形状の違いによる変形性能への影響

平面試験体を用いた接合部軸崩壊の検討は、村上ら[11]による実験研究があるが、柱主筋量および軸力比が大きく異なるので、平面と立体を比較するには新たな試験体を製作する必要がある。

##### ②軸力ルールの違いによる変形性能への影響

軸力比は軸崩壊にとって重要な因子であると考えられるため、力学モデルを構築する上で軸力を変数とした実験が必要であると判断した。試験体 F2 と F3 は同一設計の試験体で、軸力計画のみが異なる。

##### ③接合部補強比の違いによる変形性能への影響

村上ら[11]による先行研究において、接合部横補強筋が曲げ降伏する柱梁接合部の軸崩壊防止に有効であることが示されている。接合部横補強比について検討することで、立体隅柱における接合部曲げ降伏破壊及びその後の軸崩壊に与える影響を把握する。試験体 F4 は他の試験体の 2 倍の接合部補強比とした。

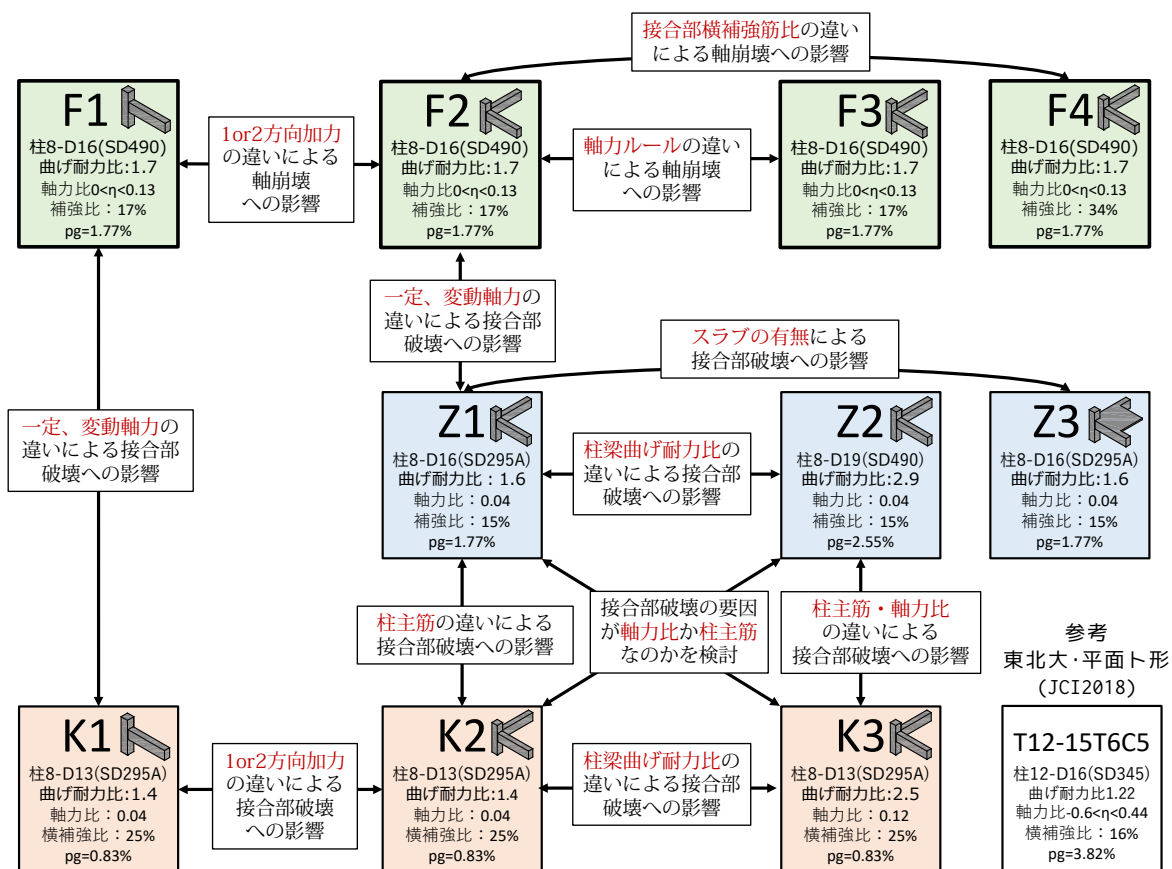


図 2-1 試験体相関図

### 2.1.2 試験体の諸元および配筋図

表 2-2 に試験体諸元と各種耐力の算定結果を示す。図 2-2～2-4 に試験体配筋図、図 2-5 に柱梁断面図、図 2-6 に接合部詳細図を示す。本研究では立体隅柱梁部分架構試験体 3 体および比較用の平面ト形試験体 1 体を作成した。実験変数は試験体形状、柱軸力および接合部補強筋量である。柱断面寸法 (310×310mm)、梁幅 (250mm)、梁せい (400mm) は全試験体で共通であり、平面試験体 F1 は立体試験体 F2 の東西方向と共通の配筋である。梁は全ての試験体で同一で、4-D19 (SD345) を上下等量配筋とした。梁主筋は接合部内に機械式定着し、定着長さは柱せいの 0.84 倍の 260mm で、既往実験[8][9]と同等とした。接合部横補強筋は試験体 F1, F2, F3 では 2-D6 (SD345) を 75mm 間隔で 3 組配置し、接合部横補強筋比は 0.27% である。これは既往実験[8][9]と同じく、学会指針[1]が定める最低鉄筋量とほぼ等しい。試験体 F4 では 2-D10 (SD295A) を 75mm 間隔で 3 組配置し、接合部横補強筋比は 0.27% である。これは既往実験[8][9]と同じく、学会指針[1]が定める最低鉄筋量とほぼ等しい。梁主筋引張力に対する接合部横補強筋引張力で定義される接合部補強比は F1, F2, F3 の 17% に対し、F4 のみ 34% とした。試験体の配筋は、鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説[17]を参考にした。

試験体 F1, F2, F4 は中層建物の低層部、F3 試験体は中層建物の中層部を想定し、それぞれの長期軸力比は 0.07 および 0.04 とした。軸力は試験体 F1, F2, F4 では梁せん断力に比例させ、試験体 F3 では層間変位に比例させた。F3 は梁せん断力の耐力低下に伴い軸力が低下しない場合を考慮した。使用したコンクリートは、本実験で呼び強度 40N/mm<sup>2</sup>、既往実験で 36 N/mm<sup>2</sup>[8]、50N/mm<sup>2</sup>[9]である。

表 2-2 試験体諸元および

試験体名			F1	F2	F3	F4
試験体形状						
			平面T形柱梁部分架構	立体隅柱梁部分架構		
柱 (310×310mm)	主筋	8-D16(SD490), pg=1.65%				
	帯筋	2-D10(SD295A)@100				
梁 (250×400mm)	主筋	上端下端ともに4-D19(SD345), pt=1.26 or 1.40				
	あばら筋	2-D10(SD295A)@100				
接合部		横補強筋	2-D6(SD345),3組 pjw=0.27%			2-D10(SD295A),3組 pjw=0.61%
接合部補強比			17%			34%
上柱	正載荷	軸力	840 [kN]			
		軸力比	0.13			
	負載荷	軸力	33 [kN]	154 [kN]	0 [kN]	130 [kN]
		軸力比	0.01	0.02	0	0.02
下柱	正載荷	軸力	960[kN]			
		軸力比	0.15			
	負載荷	軸力	-66 [kN]	-63 [kN]	-216 [kN]	-86 [kN]
		軸力比	-0.08	-0.07	-0.25	-0.10
柱梁曲げ耐力比			1.66~2.65	1.15~3.13	0.97~3.13	1.12~3.13
接合部せん断余裕度		1方向入力	1.56			
		2方向入力	1.10			
強度低下率			1.02~1.20	0.96~1.38	0.90~1.38	1.03~1.47
想定破壊モード			接合部曲げ降伏破壊後の軸保持性能低下		接合部曲げ降伏破壊後の軸崩壊	

$p_g$ : 柱主筋比,  $p_t$ : 引張鉄筋比( $p_t=a_t/bd$ ),  $p_{jw}$ : 接合部横補強筋比( $p_{jw}=a_w/b_s$ )

$a_w$ : 一組のせん断補強筋断面積,  $b$ : 柱幅,  $s$ : 接合部横補強筋の間隔

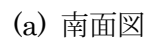
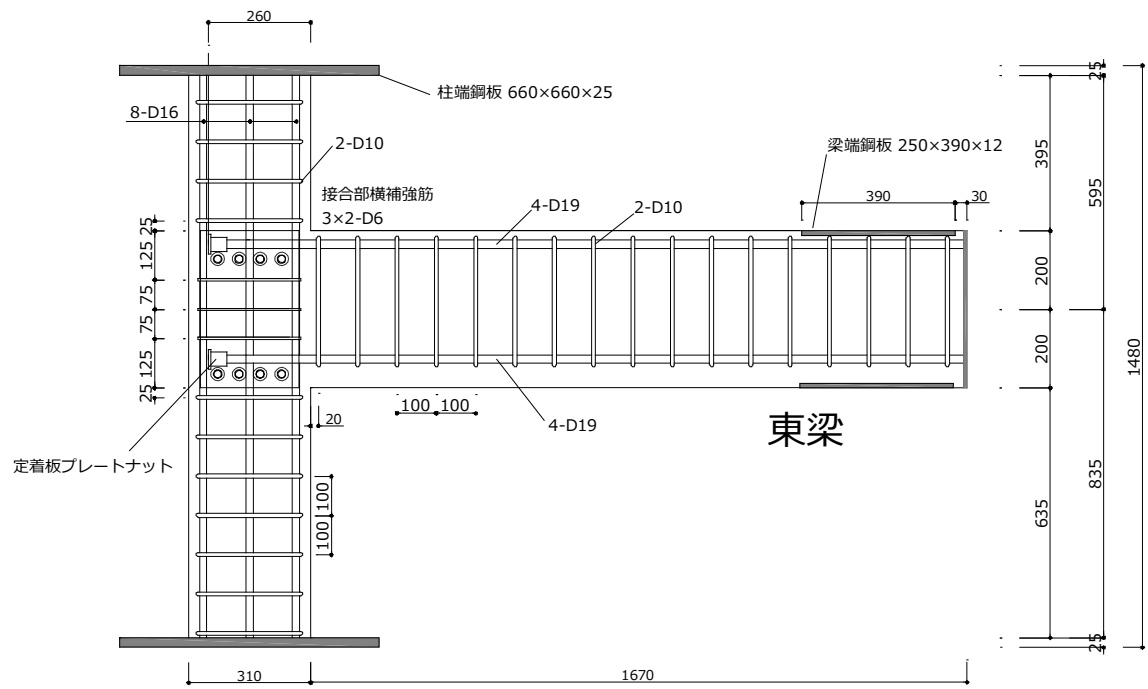
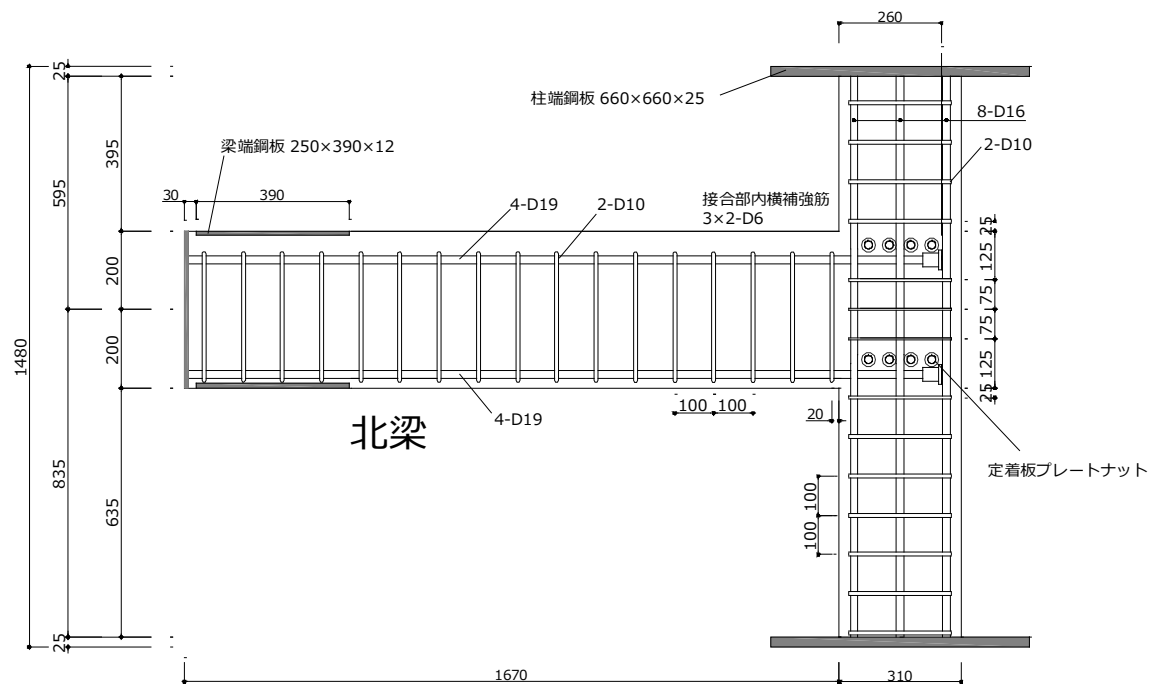


図 2-2 配筋図(試験体 F1)





(a) 南面図



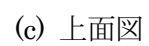
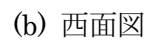
(b) 西面図



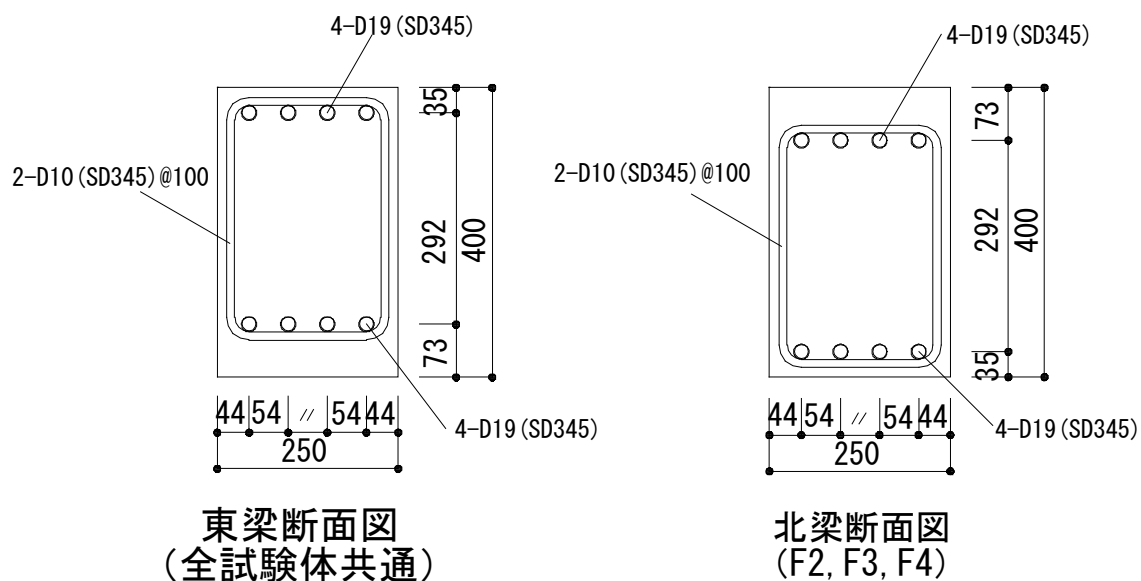
図 2-3 配筋図(試験体 F2・F3)



(a) 南面図

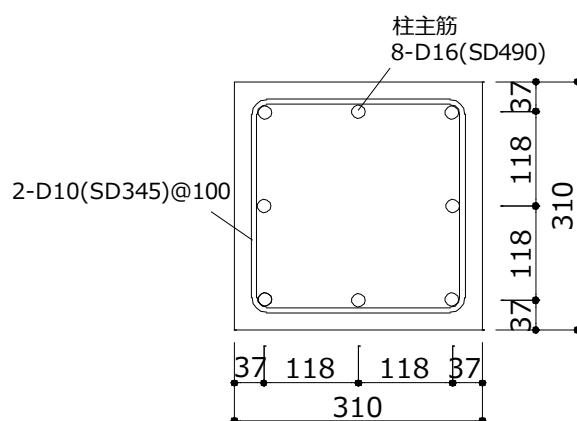


---



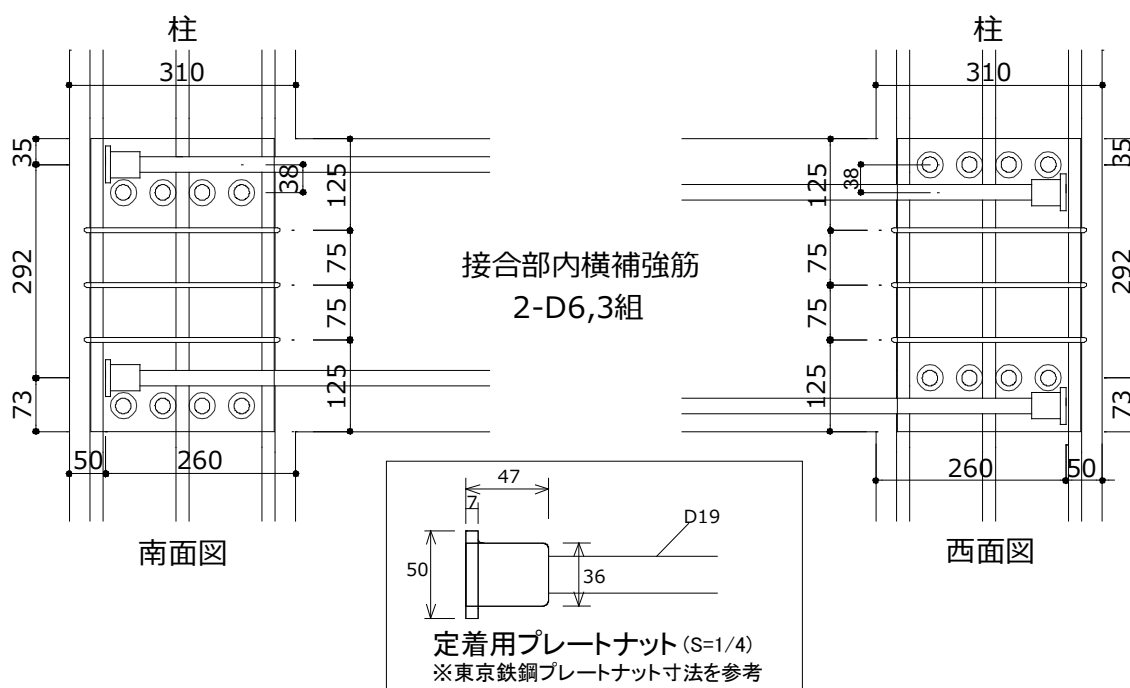
(a) 東梁断面

(b) 北梁断面

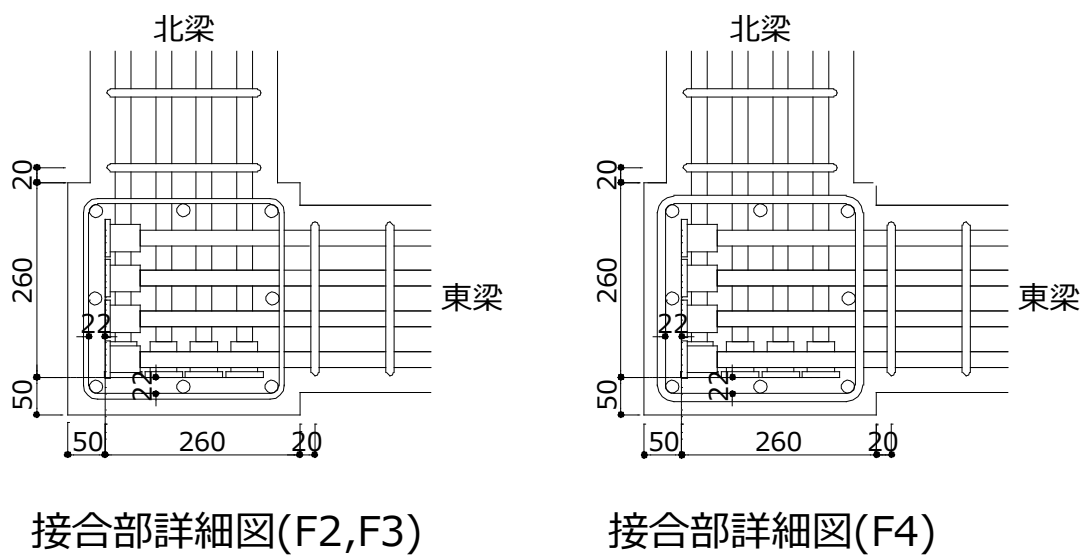


(c) 柱断面

図 2-5 柱梁断面図



(a) 南・西面図(試験体 F2,F3)



接合部内横補強筋径の違いのみ

(b) 上面図

図 2-6 接合部詳細図

### 2.1.3 試験体の作成

試験体はアシス株式会社（茨城県稲敷市）にて作成した。梁の横補強筋は溶接閉鎖型とした。柱横補強筋のフックの折り曲げ寸法および余長は鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説（日本建築学会）に従った。

梁・柱主筋および横補強筋にひずみゲージを貼りつけた後、各鉄筋を番線により結束することで、柱および梁のそれぞれについて配筋した。その後、型枠内にて柱と梁の配筋を一体化した。ひずみゲージのリード線は分散して鉄筋に這わせ、梁側面端部、上柱端部および下柱端部より取り出した。

コンクリートの打設は2019年3月6日にアシス株式会社にて行った。コンクリートはたて打ちとし、打ち継ぎ面を設けない一体打ちとした。

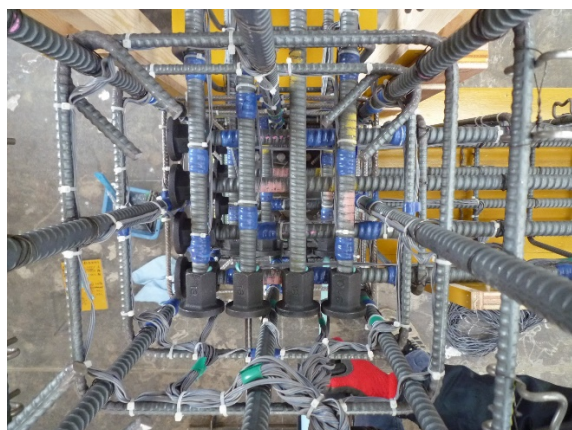


写真 2-1 接合部の配筋状況



写真 2-2 プレートナット施工状況



写真 2-3 コンクリート打設状況

## 2.2 実験計画

### 2.2.1 加力計画

#### (1) 加力装置

図 2-7 に加力装置を示す。梁端はローラー支持であり、梁は東と北に設置した。加力は柱頭に取り付けた三軸一点クレビスを介し、水平2方向および鉛直方向の計3基のジャッキにより行う。各支持点はユニバーサルジョイントとなっている。直交する北梁の支持条件および柱心から梁端支持点までの距離（1600mm）は東梁と同様である。また、水平パンタグラフを用い試験体の柱軸回りの回転を拘束した。

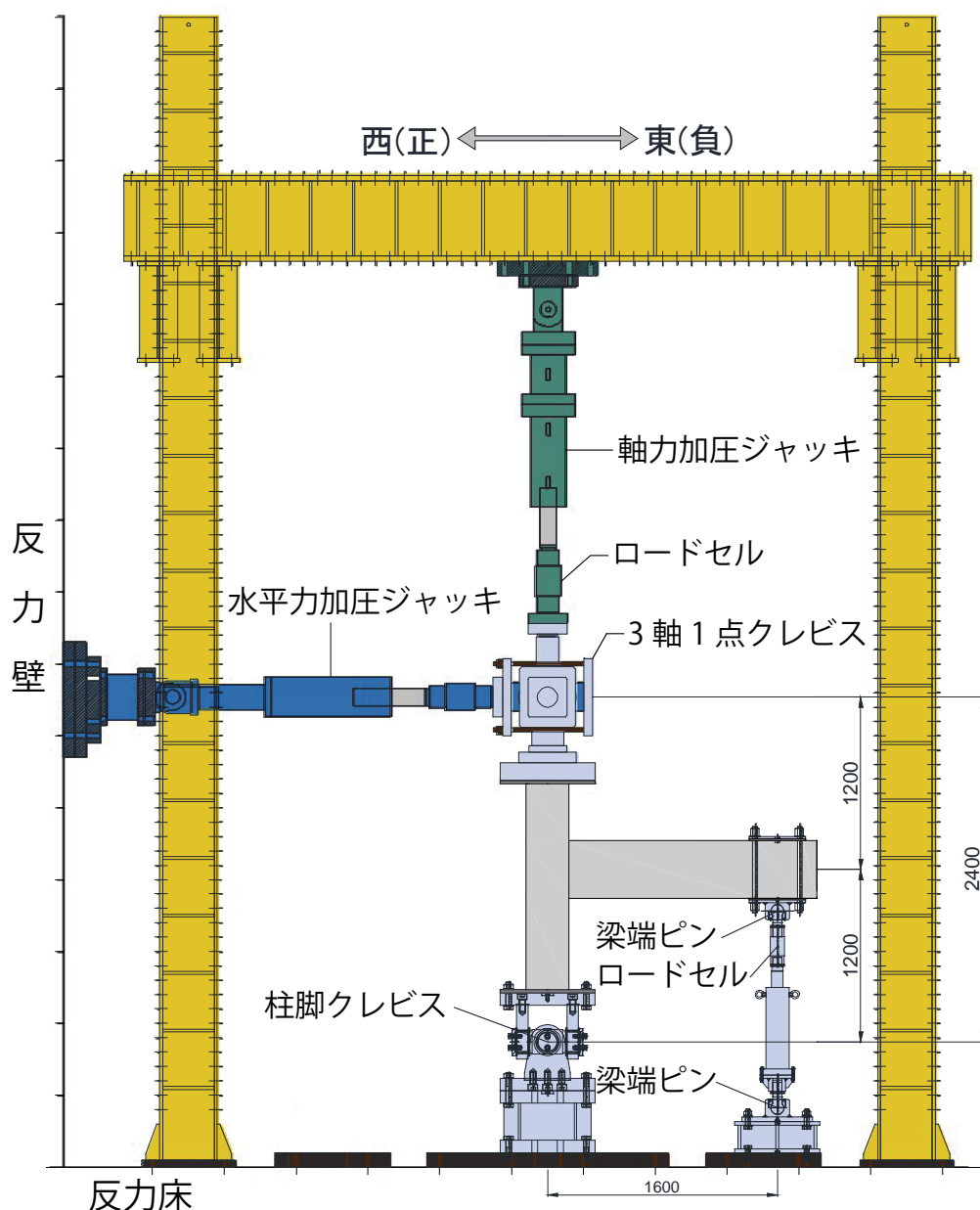


図 2-7 加力装置図(南面)

**(2) 載荷経路**

隅柱梁部分架構の場合、加力方向により接合部内の応力状態、性状が異なると考えられる。そこで本研究においては立体試験体においては口の字形の載荷経路を採用した。図 2-8 に柱頭の載荷経路を示す。

第 1 サイクルは、

原点⇒地点 A(西方向)⇒地点 B(南西方向)⇒地点 C(南方向)⇒地点 D(南東方向)⇒地点 E(東方向)⇒地点 F(北東方向)⇒地点 G(北方向)⇒地点 H(北西方向)⇒地点 I(西方向)⇒原点 となる。

第 2 サイクルは、

原点⇒地点 J(東方向)⇒地点 K(南東方向)⇒地点 L(南方向)⇒地点 M(南西方向)⇒地点 N(西方向)⇒地点 O(北西方向)⇒地点 P(北方向)⇒地点 Q(北東方向)⇒地点 R(東方向)⇒原点 となる。

すなわち、原点から西方向に所定の変位を与え（地点 A），その変位を保ちつつ南方向に変位を与え（地点 B），以降左回りに地点 C から地点 I へ 1 周し原点へと戻る。第 2 サイクルは原点から東方向に加力し（地点 J），右回りに 1 周する。水平 2 方向加力時の層間変位は 1 方向加力時に対して $\sqrt{2}$  倍となる。柱に一定圧縮軸力（軸力比 0.04）を導入、柱頭に水平力を載荷した。層間変形角（柱頭水平変位を柱の支持点間距離 2400mm で除した値）0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%および 4.0%をそれぞれ載荷した。層間変形角 0.25%のみ第 1 サイクル、その他の層間変形角では第 1 サイクルおよび第 2 サイクルを 1 回ずつ載荷した。

平面試験体は 1 方向正負交番繰り返し載荷とし、層間変形角 0.25%を 1 サイクル、その他の層間変形角では立体試験体の柱頭が描く累積変位量と等しくするために 5 サイクルずつ載荷した。ただし、層間変形角 0.25%は初期剛性を確認することを目的としており、架構の損傷への影響はほとんどないと考え、1 サイクルのみの載荷とした。

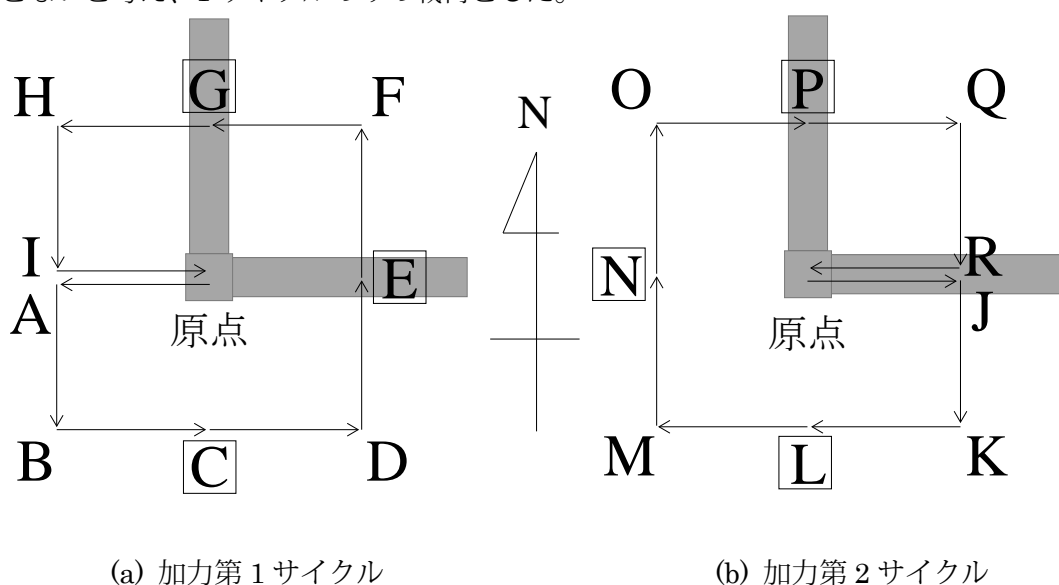


図 2-8 柱頭の載荷経路



### (3) 軸力導入計画

図 2-9 に軸力の変動ルールを示す。加力は柱頭に取り付けたジャッキと水平 2 方向に取り付けたアクチュエータによって行う。軸力は正側（上柱が梁から遠ざかる方向）に高圧縮軸力，負側（上柱が梁に近づく方向）に低圧縮軸力となるように地点ごとに上柱の軸力を変動させた。平面試験体は東西方向で梁せん断力に比例させて軸力を常に変動させるが，立体試験体において変動軸力を導入しようとする際，常に軸力を変動させるのは加力操作が複雑になるため，地点ごとに多段階の一定軸力を導入することで軸力の変動を考慮することとした。原点から地点 A、および地点 R から原点の区間は変動軸力を導入し，それ以外の区間は一定軸力を導入した。ただし，地点ごとに軸力を変化させ、地点 A および E では東梁のせん断力に，地点 L および P では北梁のせん断力に比例させ軸力を変化させた。

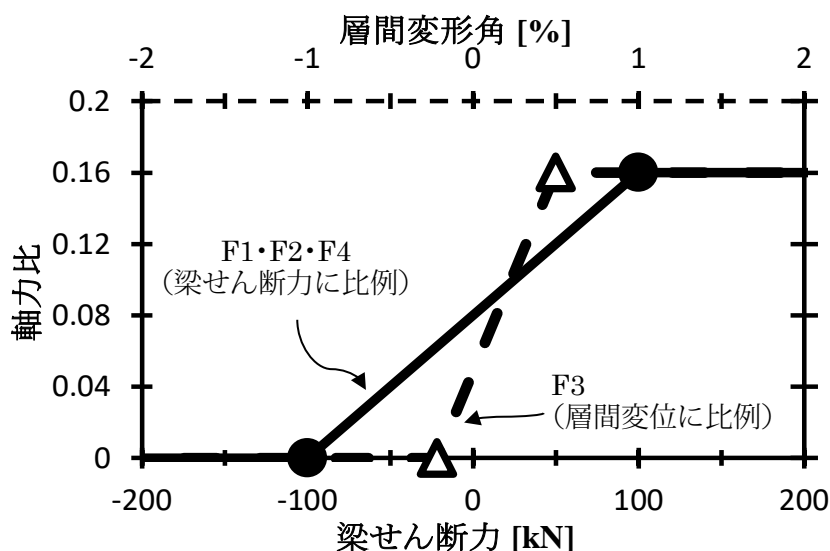


図 2-9 軸力の変動ルール

### 2.2.2 測定項目

各変位計、ひずみゲージ、ロードセルの出力は、スイッチボックス、データロガーを介し PC (windows) に取り込み、計測ソフト (Visual LOG) を使用し測定データを記録した。なお、データロガーは平面試験体では THS-1100 (スイッチボックスは SHW-50D: いずれも東京測器研究所製) を用いたが、内部蓄電池の老朽化に伴い動作不良の恐れがあったため、立体試験体 3 体においては TDS-530 (スイッチボックスは IHW-50G: いずれも東京測器研究所製) を使用した。また、各ピーク時においてひび割れ状況を確認した。以下にこれらの測定方法を示す。

#### (1) ロードセル

梁端治具、柱頭の水平および鉛直ジャッキに内蔵されたロードセルにより梁せん断力、柱頭水平力および鉛直力を測定した。表 2-3 に各ロードセルの一覧を示す。

表 2-3 ロードセル一覧

測定箇所	測定装置名	容量
東梁せん断力	①TCLP-30KNB(ACT130018)	300 kN
北梁せん断力	②TCLP-30KNB(ACT130019)	300 kN
柱頭鉛直力	LU-100TSD46	100 tf
柱頭水平力(東西)	LUR-B-1MNSA1	1000 kN
柱頭水平力(南北)	LUR-B-1MNSA1	1000 kN

#### (2) 変位計

表 2-4、表 2-5 に各変位計一覧、図 2-10 および図 2-11 に変位測定位置を示す。変位は梁および柱のたわみ、塩原が提案する接合部の局所曲げ変位、梁の回転角および接合部のせん断変形角を測定した。変位測定用の治具はアルミ製の L 字アングルによって作製した。また、梁定着板の変位を測定するため定着板にタップを切り M8 ネジ棒を固定後、トーテツエポキシ (樹脂) によって接着した。

表 2-4 変位計一覧（試験体 F1）

変位計番号	測定箇所	測定装置型名	容量(mm)	分解能(mm)
1	東西層間変位	IL-600	400	0.008
2	南北層間変位	IL-600	400	0.008
3	東西変位計	SDP300	300	0.03
4	南北変位計	SDP300	300	0.03
5	東梁たわみ	CDP-100	100	0.01
6	東西柱頭たわみ上	CDP-50	50	0.005
7	東西柱頭たわみ下	CDP-50	50	0.005
8	東西柱脚たわみ	CDP-100	100	0.01
9	東梁上100変位	CDP-25	25	0.002
10	東梁上200変位	CDP-25	25	0.002
11	東梁上400変位	CDP-25	25	0.002
12	東梁下100変位	CDP-25	25	0.002
13	東梁下200変位	CDP-25	25	0.002
14	東梁下400変位	CDP-25	25	0.002
15	北面-東梁-接合部変位上	CDP-25	25	0.002
16	北面-東梁-接合部変位下	CDP-25	25	0.002
17	北面-上柱-接合部変位東	CDP-25	25	0.002
18	北面-上柱-接合部変位西	CDP-25	25	0.002
19	北面-下柱-接合部変位東	CDP-25	25	0.002
20	北面-下柱-接合部変位西	CDP-25	25	0.002
21	北面-東梁-上柱水平変位上	CDP-50	50	0.005
22	北面-東梁-上柱水平変位下	CDP-50	50	0.005
23	北面-東梁-下柱鉛直変位東	CDP-50	50	0.005
24	北面-東梁-下柱鉛直変位西	CDP-50	50	0.005
25	北面-東梁-上柱鉛直変位	CDP-25	25	0.002
26	北面-東梁-下柱水平変位	CDP-25	25	0.002
27	接合部上端東梁主筋定着端すべり	CDP-10	10	0.001
28	接合部下端東梁主筋定着端すべり	CDP-10	10	0.001
29	北面北東方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002
30	南面南東方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002
31	西面北西方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002
32	西面南西方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002

表 2-5 変位計一覧（立体試験体）

変位計番号	測定箇所(備考)	測定装置型名	容量(mm)	分解能(mm)
1	東西層間変位	IL-600	400	0.008
2	南北層間変位	IL-600	400	0.008
3	東西変位計	SDP300	300	0.03
4	南北変位計	SDP300	300	0.03
5	東梁たわみ	CDP-100	100	0.01
6	東西柱頭たわみ上	CDP-50	50	0.005
7	東西柱頭たわみ下	CDP-50	50	0.005
8	東西柱脚たわみ(F2のみCDP100)	CDP-50	50	0.005
9	東梁上100変位	CDP-25	25	0.002
10	東梁上200変位	CDP-25	25	0.002
11	東梁上400変位	CDP-25	25	0.002
12	東梁下100変位	CDP-25	25	0.002
13	東梁下200変位	CDP-25	25	0.002
14	東梁下400変位	CDP-25	25	0.002
15	北面-東梁-接合部変位上	CDP-25	25	0.002
16	北面-東梁-接合部変位下	CDP-25	25	0.002
17	北面-上柱-接合部変位東	CDP-25	25	0.002
18	北面-上柱-接合部変位西	CDP-25	25	0.002
19	北面-下柱-接合部変位東	CDP-25	25	0.002
20	北面-下柱-接合部変位西	CDP-25	25	0.002
21	南面-東梁-上柱水平変位上	CDP-50	50	0.005
22	南面-東梁-上柱水平変位下	CDP-50	50	0.005
23	南面-東梁-下柱鉛直変位東	CDP-50	50	0.005
24	南面-東梁-下柱鉛直変位西	CDP-50	50	0.005
25	南面-東梁-上柱鉛直変位	CDP-25	25	0.002
26	南面-東梁-下柱水平変位	CDP-25	25	0.002
27	南面-東梁-接合部変位上	CDP-25	25	0.002
28	南面-東梁-接合部変位下	CDP-25	25	0.002
29	南面-上柱-接合部変位東	CDP-25	25	0.002
30	南面-上柱-接合部変位西	CDP-25	25	0.002
31	南面-下柱-接合部変位東	CDP-25	25	0.002
32	南面-下柱-接合部変位西	CDP-25	25	0.002

表 2-5 変位計一覧（立体試験体）

変位計番号	測定箇所(備考)	測定装置型名	容量(mm)	分解能(mm)
33	接合部上端東梁主筋定着端すべり	CDP-10	10	0.001
34	接合部下端東梁主筋定着端すべり	CDP-10	10	0.001
35	北梁たわみ	CDP-100	100	0.01
36	南北柱頭たわみ上	CDP-50	50	0.005
37	南北柱頭たわみ下	CDP-50	50	0.005
38	南北柱脚たわみ(F2のみCDP100)	CDP-50	50	0.005
39	北梁上100変位	CDP-25	25	0.002
40	北梁上200変位	CDP-25	25	0.002
41	北梁上400変位	CDP-25	25	0.002
42	北梁下100変位	CDP-25	25	0.002
43	北梁下200変位	CDP-25	25	0.002
44	北梁下400変位	CDP-25	25	0.002
45	西面-北梁-接合部変位上	CDP-25	25	0.002
46	西面-北梁-接合部変位下	CDP-25	25	0.002
47	西面-上柱-接合部変位北	CDP-25	25	0.002
48	西面-上柱-接合部変位南	CDP-25	25	0.002
49	西面-下柱-接合部変位北	CDP-25	25	0.002
50	西面-下柱-接合部変位南	CDP-25	25	0.002
51	北梁-下柱水平変位上	CDP-50	50	0.005
52	北梁-下柱水平変位下	CDP-50	50	0.005
53	北梁-上柱鉛直変位北	CDP-50	50	0.005
54	北梁-上柱鉛直変位南	CDP-50	50	0.005
55	北梁-下柱鉛直変位	CDP-25	25	0.002
56	北梁-上柱水平変位	CDP-25	25	0.002
57	接合部上端北梁主筋定着端すべり	CDP-10	10	0.001
58	接合部下端北梁主筋定着端すべり	CDP-10	10	0.001
59	北梁-東梁変位(F2のみCDP25)	CDP-50	50	0.005
60	北面北東方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002
61	南面南東方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002
62	西面北西方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002
63	西面南西方向接合部軸変位	CDP-25	25	0.002
64	鉛直ジャッキ軸変位(F3F4のみ設置)	SDP100	100	0.02

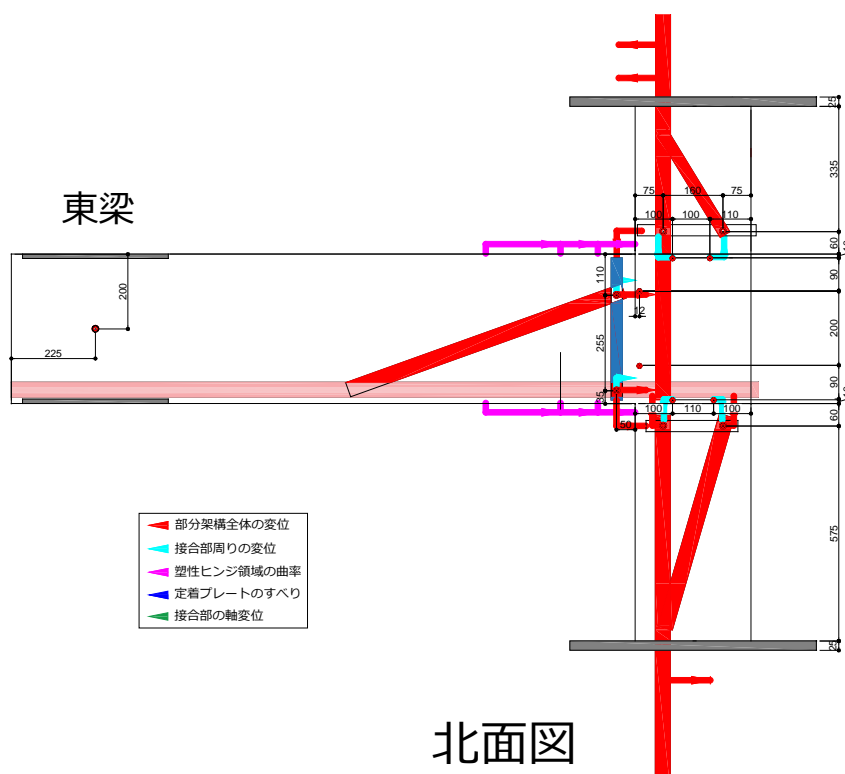
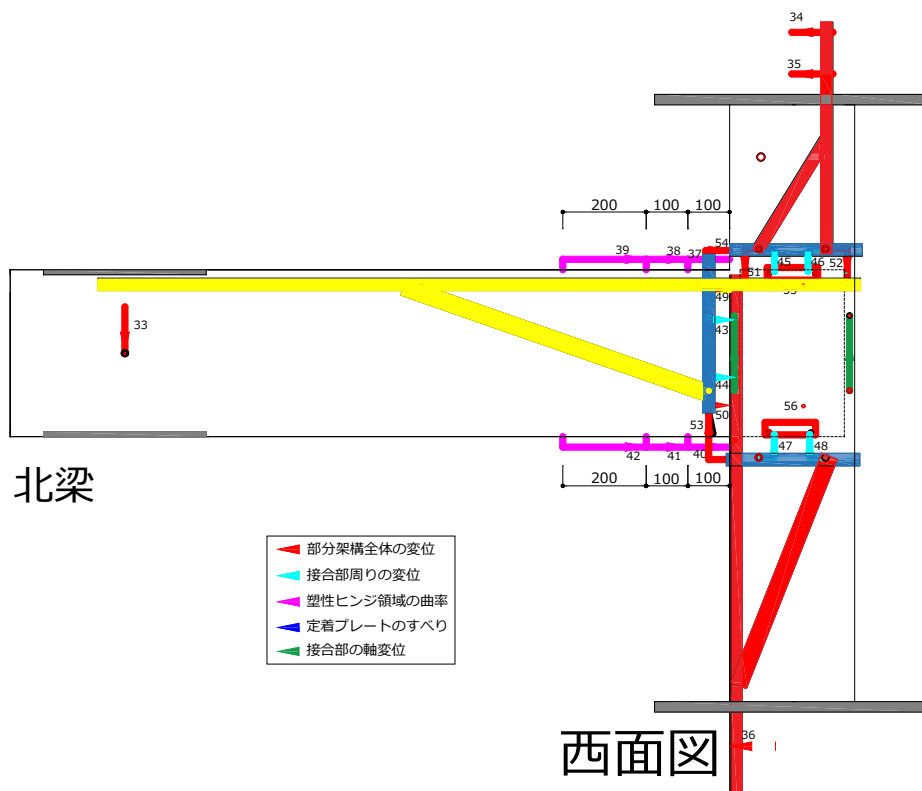
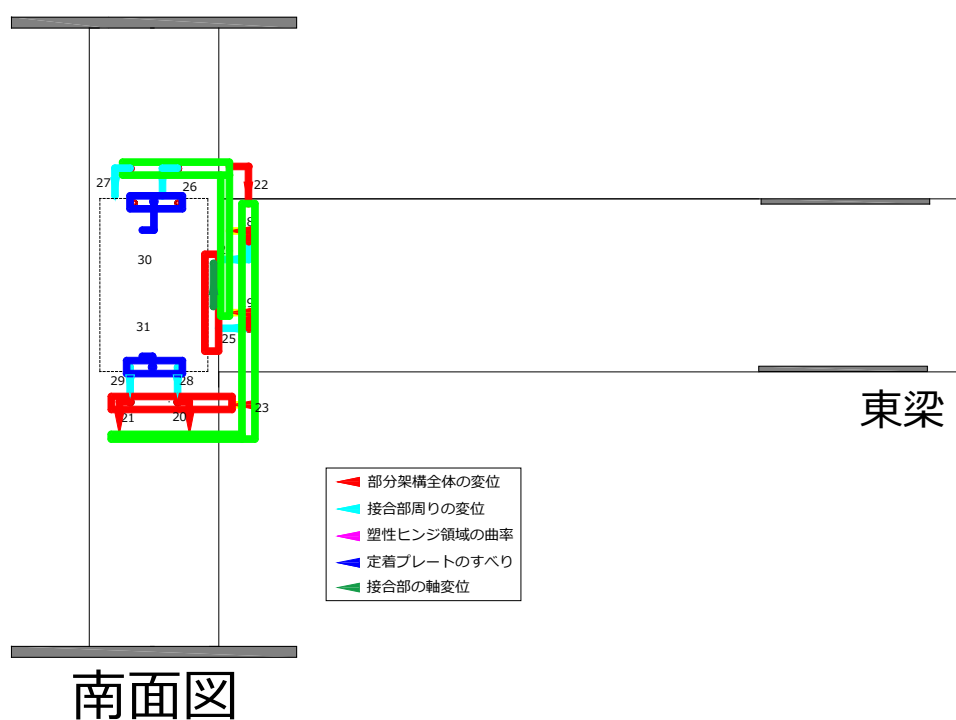


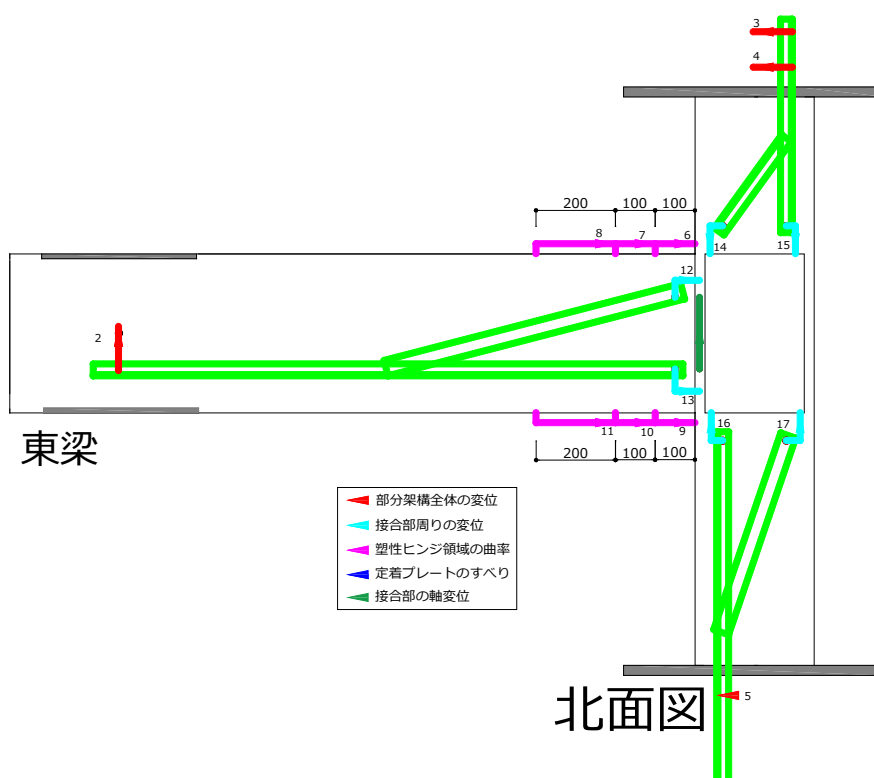
図 2-10 変位計アングル取付図（試験体 F1 北面）



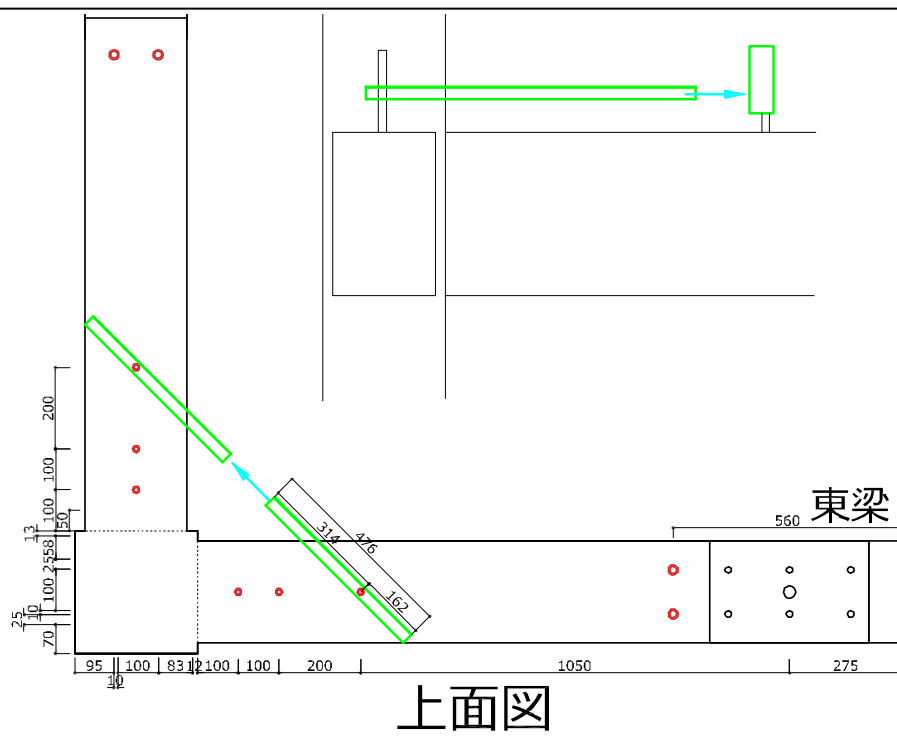
(a) 試験体西面



(b) 試験体南面



(c) 試験体北面



(d) 試験体上面

図 2-11 変位計アングル取付図 (立体試験体)



### (3) ひずみゲージ

図 2-11 にひずみゲージの添付位置を示す。梁主筋、柱主筋、接合部横補強筋、接合部近傍の柱横補強筋、スラブ筋、コンクリートのひずみを計測した。危険断面などの特にひずみが顕著になると考えられる位置にはひずみゲージを 2 枚添付し、それらの平均をその位置での鉄筋のひずみとした。以下に使用したひずみゲージを示す。

☐ 梁主筋・柱主筋・接合部近傍の柱横補強筋

東京測器製：FLA-3-11-5LT(ゲージ長 3mm、コード長 5m)

☐ 接合部横補強筋

東京測器製：FLK-2-11-5LT(ゲージ長 2mm、コード長 5m)

☐ コンクリート

東京測器製：PL-60-11-5LT(ゲージ長 60mm、コード長 5m)

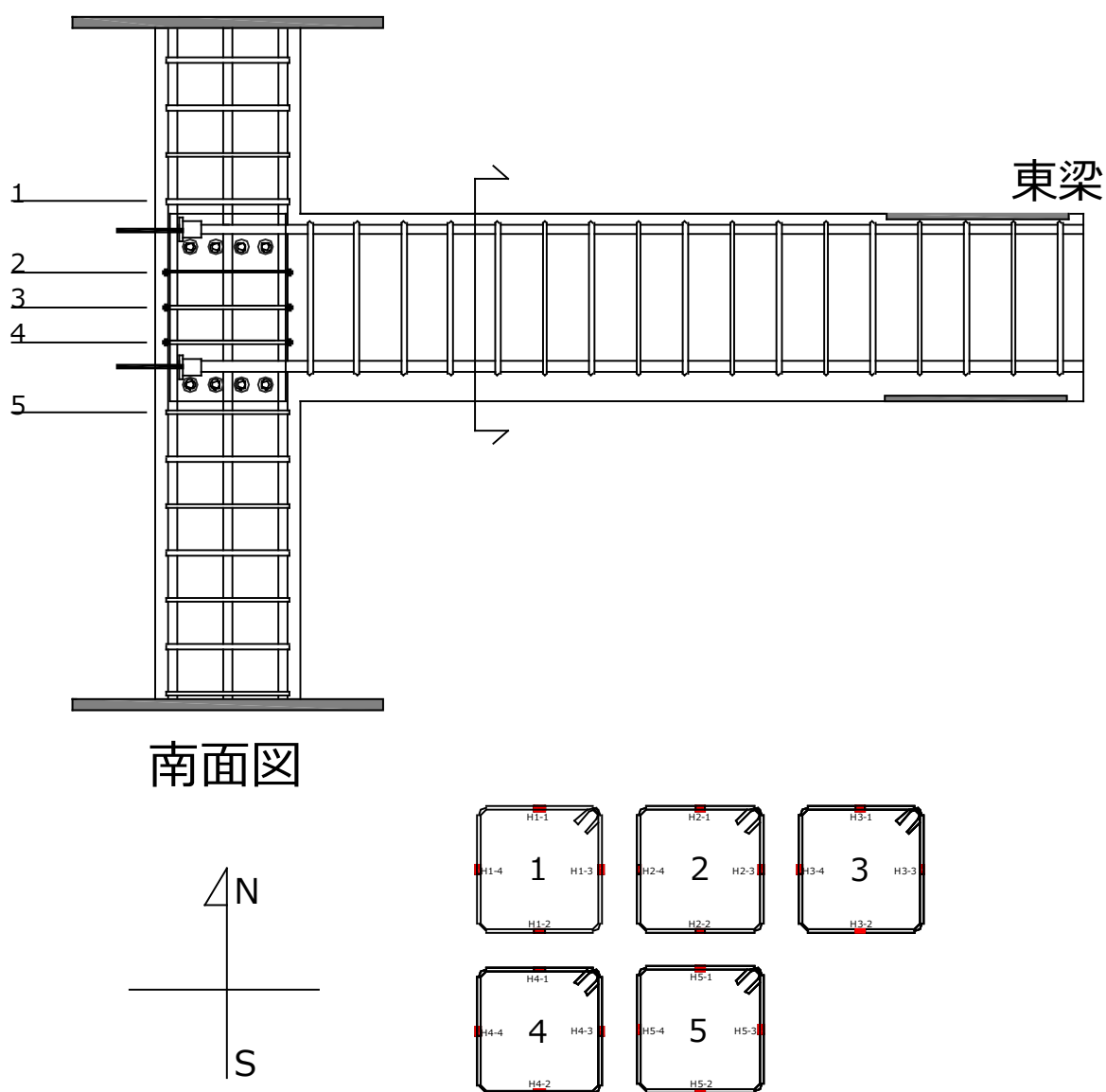
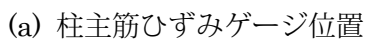
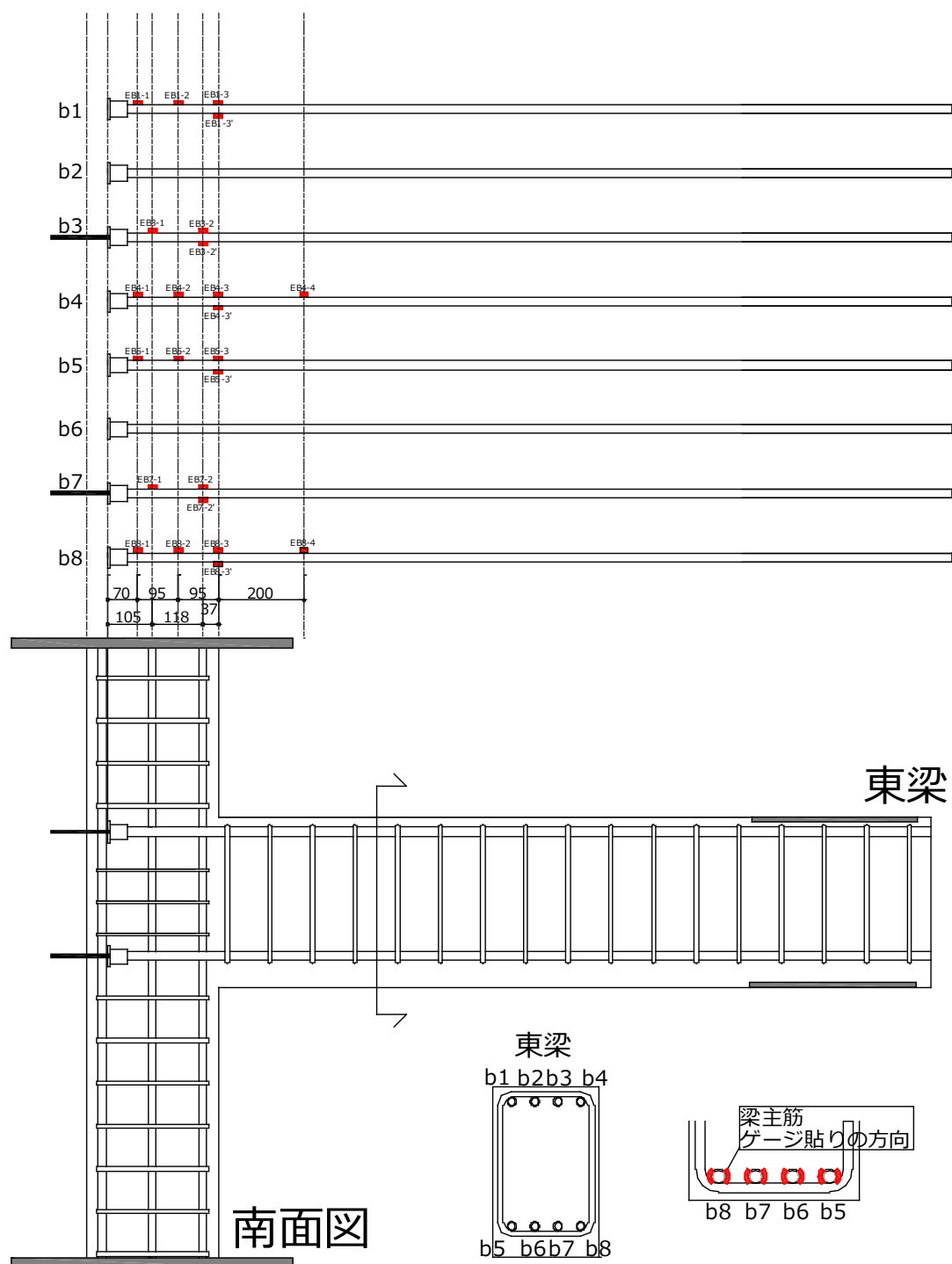


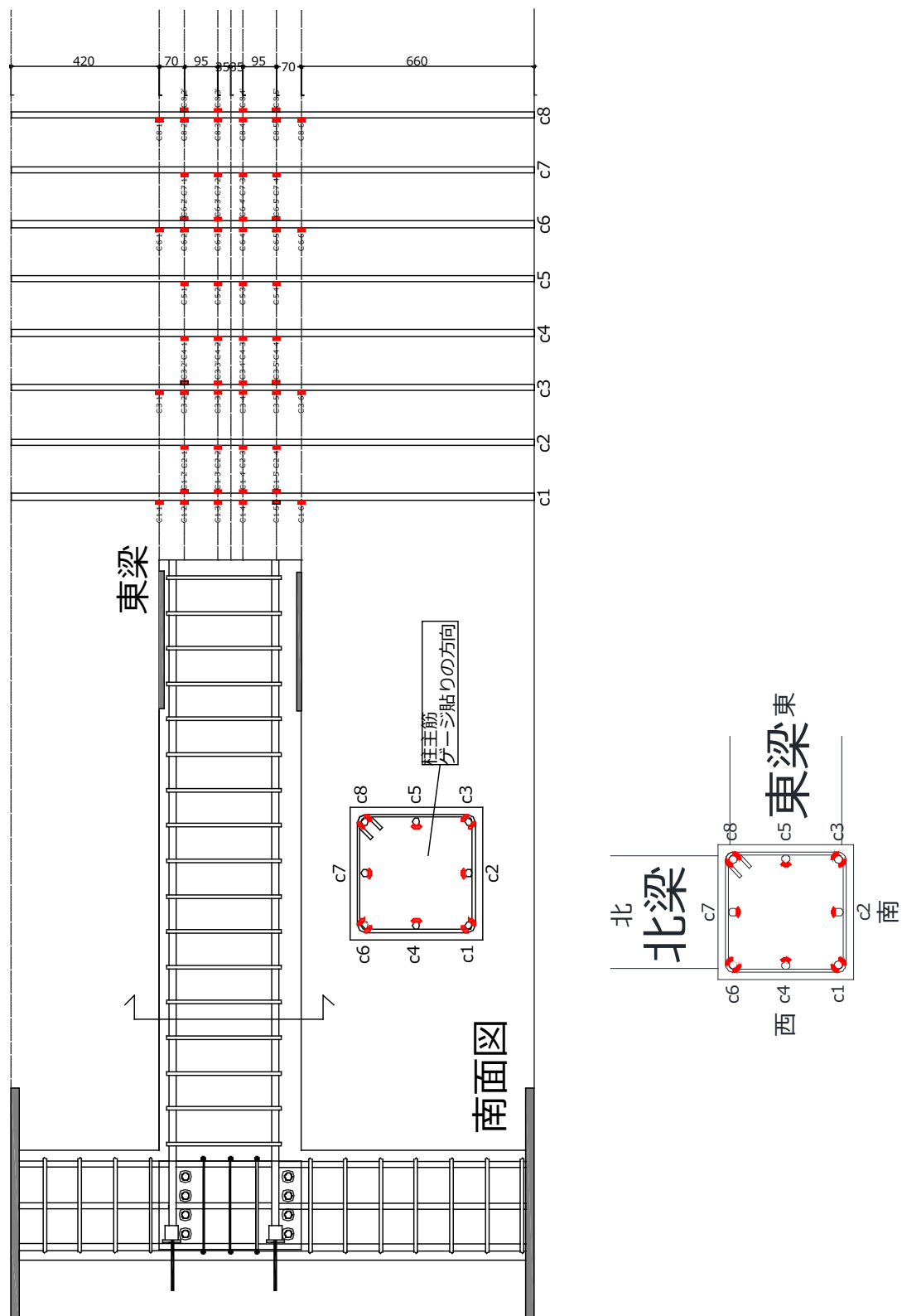
図 2-12 帯筋・横補強筋ひずみゲージ位置（ゲージ位置は全試験体で共通）



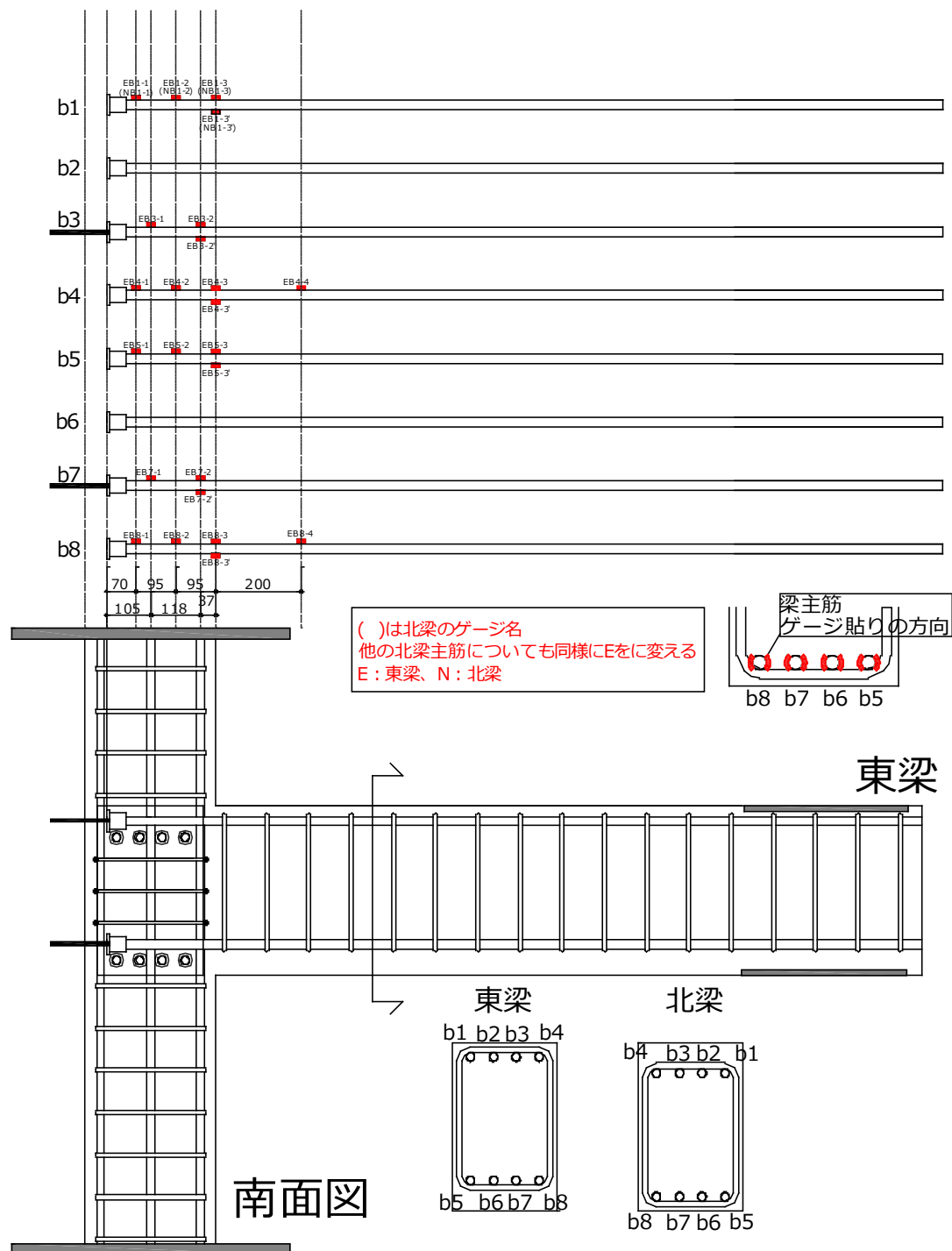


(b) 梁主筋ひずみゲージ位置

図 2-13 ひずみゲージ貼り付け位置 (平面試験体 F1)



(a) 柱主筋ひずみゲージ位置



(b) 梁主筋ひずみゲージ位置

図 2-14 ひずみゲージ貼り付け位置 (立体試験体)

#### (4) ひび割れ

ひび割れは、柱梁接合部西面および南面、柱の西・南・東面、東梁上・下・南面、北梁上・下・東面を観察した。柱梁接合部は接合部パネルの対角に2本の線を引き、ひび割れとの交点でひび割れ幅を測定した。

ひび割れの発生・進展の観察を各加力地点のピーク時（加力地点A・B・D・F・H・J・K・M・O・Q）にて、目視により行った。初期ひび割れは鉛筆にて試験体には書き込んだが、西方向に1方向加力した際のピーク時では黒、南方向加力ピーク時では緑、東方向加力ピーク時では赤、北方向加力ピーク時では青、西方向に2方向加力した際のピーク時では茶（ピンク）のマーカースを使用し試験体を実線で書き込んだ。

ひび割れ幅の測定は、加力第1サイクルの各地点および加力第2サイクルの地点Jにて行った。測定に使用した器具については、基本的にはデジタルマイクロスコープ（VHX-2000、キーエンス社製）を使用し、デジタルマイクロスコープでは測れない部分についてはクラックスケールまたは金尺を使用した。図2-15にひび割れ測定箇所を示す。

図2-16に载荷経路と各地点における作業およびひび割れの色を示す。

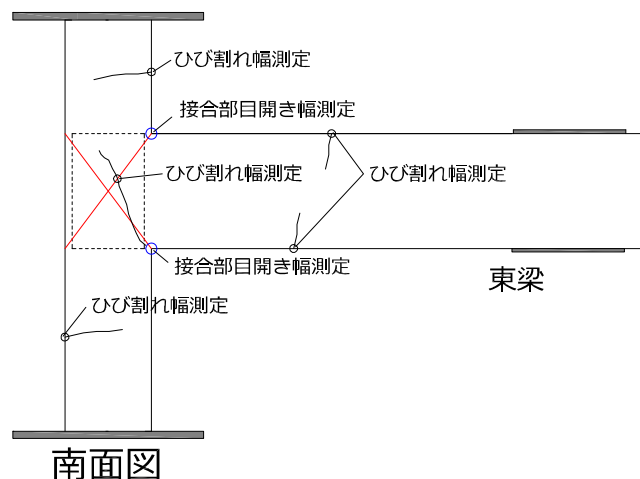


図2-15 ひび割れ幅計測箇所

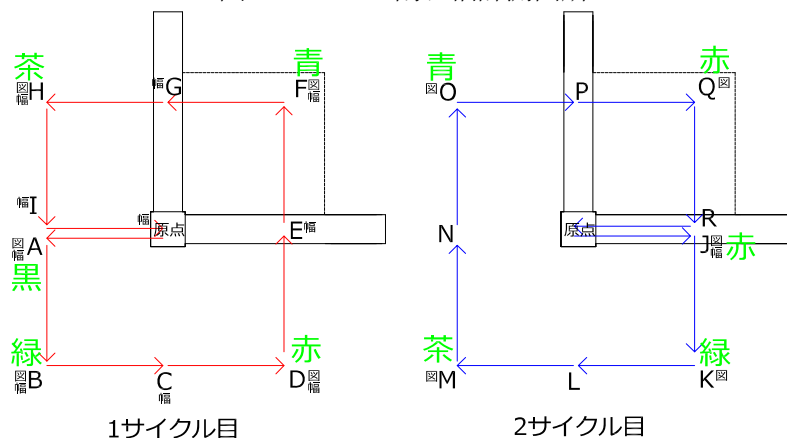


図2-16 载荷経路と各地点の作業およびひび割れの色

## 2.3 材料特性

### 2.3.1 コンクリートの材料特性

表 2-6 にコンクリートの配合設計条件を示す。打設には呼び強度が  $40[\text{N}/\text{mm}^2]$  で、早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートを用いた。

コンクリートの打設は、2019 年 3 月 6 日にアシス株式会社にて行った。その際のコンクリート受け入れ検査記録を写真 2-4 に示す。

表 2-6 コンクリートの配合条件

配合の設計条件					
呼び方	コンクリートの種類 による記号	呼び強度 [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]	スランプ [cm]	粗骨材の最大寸法 [mm]	セメントの種類 による記号
	普通	40	21	13	H
配合計画					
水セメント比 [%]		単位水量 [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]		細骨材率 [%]	
36.9		185		47.9	



写真 2-4 コンクリート受け入れ検査記録

表 2-7 にコンクリート圧縮試験結果、図 2-17 に同試験の応力度-ひずみ関係を示す。表 2-8 に



割裂引張試験結果を示す。いずれも直径 100mm、高さ 200mm のコンクリートシリンダーによる試験結果である。コンクリート試験は実験日程に合わせ、材齢 62、93、119、150、169 日に行った。圧縮試験は供試体の上面を研磨し、1000kN 圧縮試験機（東京衡機製）で行った。荷重測定にはロードセル（CLH-1MNA：東京測器研究所製）を用いた。軸方向変位測定はコンプレッソメーターを用い、取り付けた 2 本の変位計による測定値の平均を用いた。ロードセル、変位計の出力は、データロガー（TDS-530：東京測器研究所製）を介して、パーソナルコンピュータ(Windows)に取り込み、プログラム(Visual LOG)を使用して、そのデータシートに測定データを記録した。割裂引張試験も圧縮試験と同じ試験機を用い、試験機の測定針から最大荷重を読み取った。

図 2-18 にコンクリートの圧縮強度と材齢関係、図 2-19 にコンクリートの割裂引張強度と材齢関係を示す。ここで、材料強度の値は、各試験体載荷の直前と直後に行った結果を材齢で線形補完したものである。表 2-9 に試験体および材齢ごとのコンクリート材料特性を示す。本研究ではいずれの試験体も材齢が 60 日以上経過しており、圧縮・割裂いずれの強度も安定しているため、コンクリートの材料特性は各材料試験の平均値を採用することとした。

以下に、コンクリートの材料特性の算出方法を示す。

### ① 圧縮試験結果の整理方法

#### a) 供試体の直径 $d$ の計測

JIS A 1108：供試体高さの中央で互いに直交する 2 方向について測定する。

と記載されているが、直径は応力度の算出にも大きく関わってくるため、2 カ所だけの平均値では少ないと考えられる。そのため、供試体の上面・中央・底面のそれぞれに対して、互いに直交する 2 方向を測定し、計 6 カ所の平均をとりその値を直径  $d$  とする。なお、値は JIS に則って四捨五入を行い小数第一位に丸める。

#### b) 供試体の高さ $H$ の計測

JIS A 1132：(i) 供試体は直径の 2 倍の高さをもつ円柱形とする。

(ii) 供試体の寸法の許容差は、直径で 0.5%、高さで 5%以内とする。

と記載されているため、JIS に則って 2 カ所の計測をする。

#### c) 重量 $m$ の計測

供試体の重量は、計測器を用いて計測した値を用いる。

#### d) 断面積 $A$ の算出

a)で求めた直径  $d$  を用いて、以下のように算出する。

$$A = \pi \times \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

$d$  : 供試体の直径(mm)

e)見かけ上の密度  $\rho$  の算出

JIS A 1108 に示されているように、以下の式を用いて算出する。なお、四捨五入を行い有効数字 3 桁に丸める。

$$\rho = \frac{m}{A \times H}$$

$\rho$  : 供試体の密度(g/mm<sup>3</sup>)

$m$  : c)で求めた供試体の重量(g)

$A$  : d)で求めた供試体の断面積(mm<sup>2</sup>)

$H$  : b)で求めた供試体の高さ(mm)

f)最大荷重  $P$  の測定

JIS A 1113 : 試験機に示された最大荷重を、有効数字 3 桁まで読み取る。

最大荷重  $P$  は、読取値と計測値がほぼ同値だった場合、計測値を採用することとする。このとき、結果一覧には計測データより得た値（以降、計測値という）と試験機より読み取った値（以降、読取値という）の両方を記載し、採用した値も記載することとする。

g)圧縮強度  $\sigma_b$  の算出

JIS A 1108 に則って、以下の式を用いて算出する。なお、四捨五入を行い有効数字 3 桁に丸める。また、このとき用いる最大荷重  $P$  は通常は試験機の読取値であるが、今回はロードセルの値の方がやや大きく、ロードセルには信用できる成績書があるため計測値を採用した。

$$\sigma_b = \frac{P}{A}$$

$\sigma_b$  : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : ロードセルより求めた最大荷重(N)

$A$  : d)で求めた供試体の断面積(mm<sup>2</sup>)

h)最大荷重時ひずみ  $\varepsilon$  の算出

Visual LOG を用いて計測された最大荷重時のひずみの値を最大荷重時ひずみ  $\varepsilon$  とする。これは、試験機より読み取った最大荷重となる瞬間を Visual LOG で計測することは難しく、また最大荷重の読取値だけではひずみ  $\varepsilon$  を求めることはできないためである。しかし、この方法でデータ整理を行う場合は、最大荷重の読取値と計測値がほぼ同値であることを確認する必要がある。

#### i) 割線剛性 $E_c$ の算出

JIS A 1149 に則って、最大荷重の 1/3 に相当する応力と供試体の縦ひずみ  $50\mu$  の時の応力とを結ぶ線分の傾きを割線剛性  $E_c$  とする。しかし、h)と同様にそれぞれの応力状態の瞬間を計測するのは難しいため、図 2 のように各応力状態の時の前後で計測されたデータを直線で結び、2 点の未知なひずみもしくは応力を算出する。このとき、計測された 2 本の変位計データの挙動が妥当かどうかの検討を行う必要がある。図 3 より、コンプレッソメーターの備え付けられている変位計データと応力度の関係をグラフにし、2 本の変位計データの挙動が平均値をとっていいものなのかを確認する。また、2 本の変位計の挙動が異なった場合は信頼できる方のデータのみを用いてひずみを算出し用いることとする。

### ② 引張割裂試験結果の整理方法

#### a) 長さ $L$ の測定

JIS A 1113 に則って、供試体の割れた面における長さを 2 カ所以上で 0.1mm まで計測し、その平均値を供試体の長さとし、四捨五入を行い有効数字 4 桁に丸める。

#### b) 最大荷重 $P$ の測定

JIS A 1113：試験機に示された最大荷重を、有効数字 3 桁まで読み取る。

最大荷重  $P$  は JIS に則って、試験機より読み取ることとする。また、JIS では有効数字 3 桁と書いてあるが、その場合数百 kN 以上の値の精度が下がるので、小数第一位までに丸めることにする。

#### c) 割裂引張強度 $\sigma_t$ の算出

JIS A 1113 に則って、引張強度は以下の式を用いて算出する。なお、四捨五入を行い有効数字 3 桁に丸める。

$$f_t = \frac{2P}{\pi dL}$$

$f_t$ ：供試体の引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

$P$ ：供試体に加わる荷重(N)

$d$ ：供試体の直径(mm)

$L$ ：供試体の長さ(mm)

## (1) 圧縮試験結果

- ・材齢 62 日(試験体 F1 載荷前)

表 2-7(a) コンクリート圧縮試験結果 (材齢 62 日)

供試体	直径 [mm]	高さ [mm]	重量 [g]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]			圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度時ひずみ [μ]	割線剛性 [kN/mm <sup>2</sup> ]
						読取值	計測値	採用値			
No1	100.1	202.0	3620	7866	2.28	521.0	528.6	528.6	67.2	2595	34.8
No3	100.0	200.7	3597	7848	2.28	522.5	530.2	530.2	67.6	2500	35.4
No4	100.1	201.2	3583	7864	2.26	475.0	477.5	477.5	60.7	2428	34.8
No7	100.1	202.2	3637	7863	2.29	517.0	523.6	523.6	66.6	2373	36.2
平均	100.0	201.7	3618	7859	2.28	520.2	527.5	527.5	67.1	2489	35.5

No4は耐圧版が水平でなかった可能性があり、強度・ひずみ共に不採用

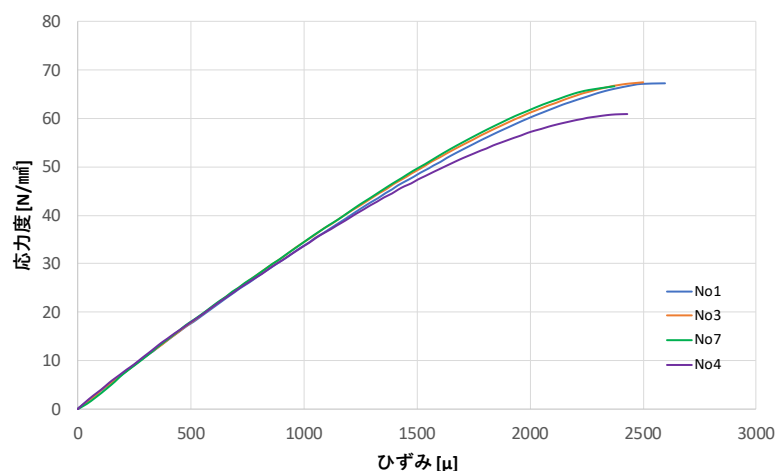


図 2-17(a) 応力度-ひずみ関係 (材齢 62 日)

- ・材齢 93 日(試験体 F1 載荷後、試験体 F2 載荷前)

表 2-7(b) コンクリート圧縮試験結果 (材齢 93 日)

供試体	直径 [mm]	高さ [mm]	重量 [g]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]			圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度時ひずみ [μ]	割線剛性 [kN/mm <sup>2</sup> ]
						読取值	計測値	採用値			
No4	100.12	199.05	3567	7869	2.28	510.00	516.23	516.23	65.6	2330	36.55
No5	100.19	198.25	3542	7880	2.26	512.00	518.57	518.57	65.8	2320	35.12
No6	100.16	197.70	3519	7875	2.26	512.00	516.23	516.23	65.5	3505	27.21
平均	100.2	198.3	3543	7875	2.27	511.3	517.0	517.0	65.7	2325	35.8

No6はコンプレッションメーターの取付が不正であった可能性があり、強度のみ採用とし、ひずみデータは不採用とする

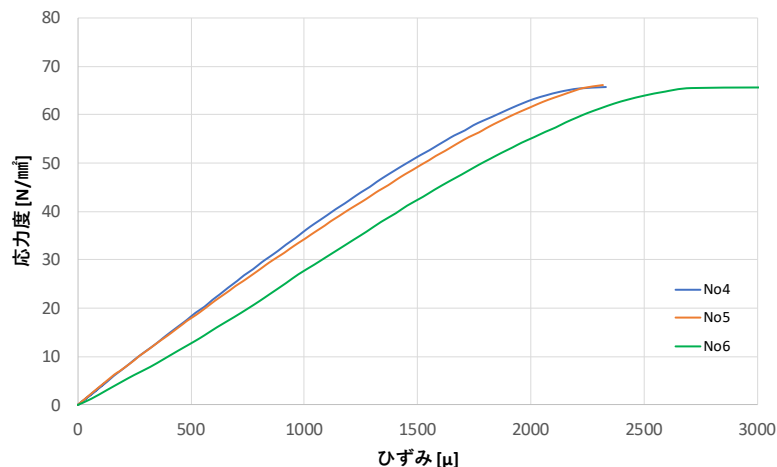


図 2-17(b) 応力度-ひずみ関係 (材齢 93 日)

- ・材齢 119 日(試験体 F2 載荷後、試験体 F4 載荷前)

表 2-7(c) コンクリート圧縮試験結果 (材齢 119 日)

供試体	直径 [mm]	高さ [mm]	重量 [g]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]			圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度時ひずみ [μ]	割線剛性 [kN/mm <sup>2</sup> ]
						読取值	計測値	採用値			
No1	100.12	199.33	3557	7873	2.27	508.0	514.6	514.6	65.4	2190	35.4
No2	100.24	199.20	3570	7892	2.27	492.0	492.5	492.5	62.4	2218	34.7
No3	100.23	199.56	3561	7890	2.26	510.0	518.2	518.2	65.7	2265	37.6
平均	100.2	199.4	3563	7884.8	2.27	503.3	508.4	508.4	64.5	2224	35.9

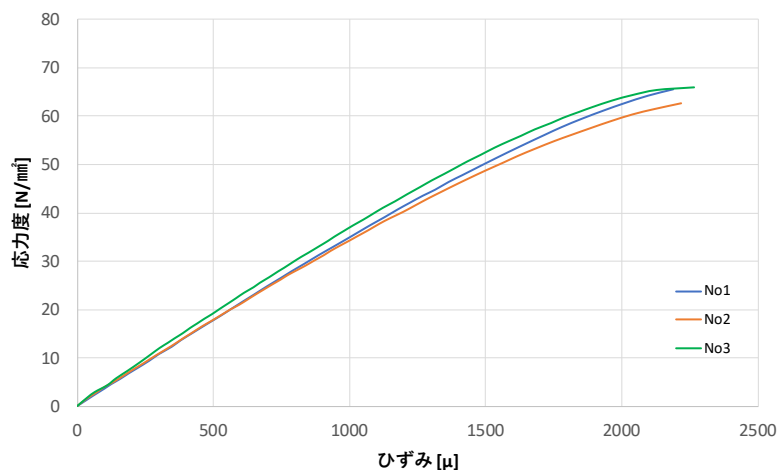


図 2-17(c) 応力度-ひずみ関係 (材齢 119 日)

- ・材齢 150 日(試験体 F4 載荷後、試験体 F3 載荷前)

表 2-7(d) コンクリート圧縮試験結果 (材齢 150 日)

供試体	直径 [mm]	高さ [mm]	重量 [g]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]			圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度時ひずみ [μ]	割線剛性 [kN/mm <sup>2</sup> ]
						読取值	計測値	採用値			
No3	100.2	200.1	3593	7891	2.28	522.4	528.6	528.6	67.0	2533	35.4
No4	100.1	200.5	3572	7866	2.26	513.0	517.6	517.6	65.8	2503	35.0
No6	100.2	200.4	3570	7878	2.26	513.0	518.6	518.6	65.8	2413	35.3
平均	100.2	200.3	3578	7878	2.27	516.1	521.6	521.6	66.2	2483	35.2

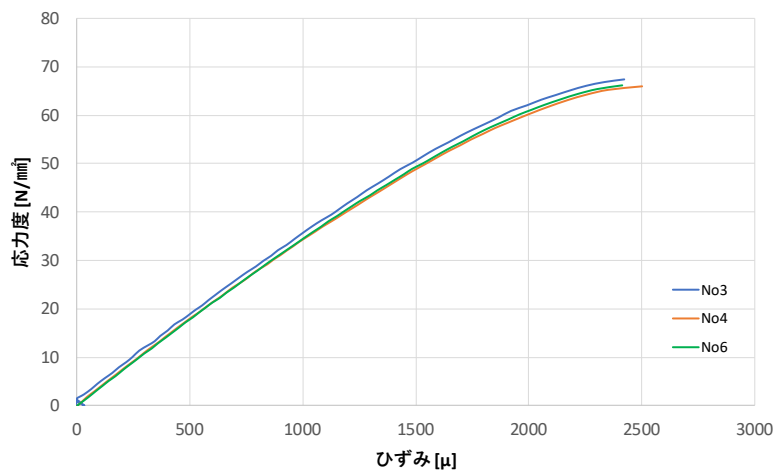


図 2-17(d) 応力度-ひずみ関係 (材齢 150 日)

・材齢 150 日(試験体 F3 載荷後)

表 2-7(e) コンクリート圧縮試験結果 (材齢 169 日)

供試体	直径 [mm]	高さ [mm]	重量 [g]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> × 10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]			圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度時ひずみ [μ]	割線剛性 [kN/mm <sup>2</sup> ]
						読取值	計測値	採用値			
No1	100.1	199.9	3601	7877	2.29	543.9	547.3	547.3	69.5	2523	36.2
No2	100.1	201.0	3576	7867	2.26	510.3	513.2	513.2	65.2	2180	38.5
No3	99.4	200.2	3598	7761	2.32	529.0	535.9	535.9	69.1	2438	39.4
平均	99.9	200.3	3592	7835	2.29	527.7	532.1	532.1	67.9	2380	38.0

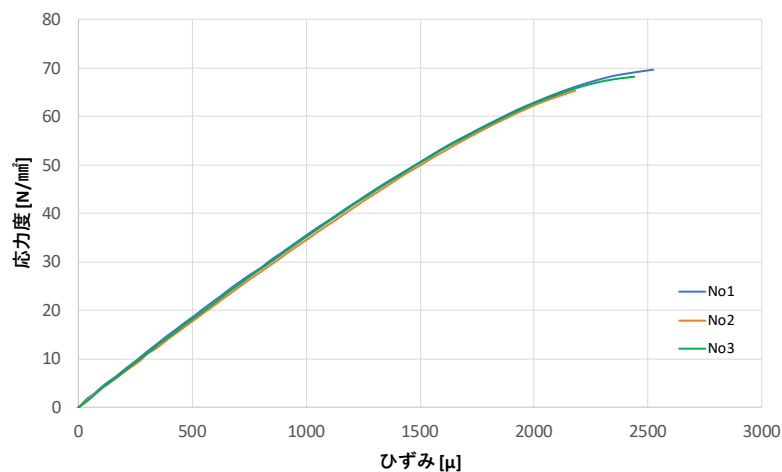


図 2-17(e) 応力度-ひずみ関係 (材齢 169 日)

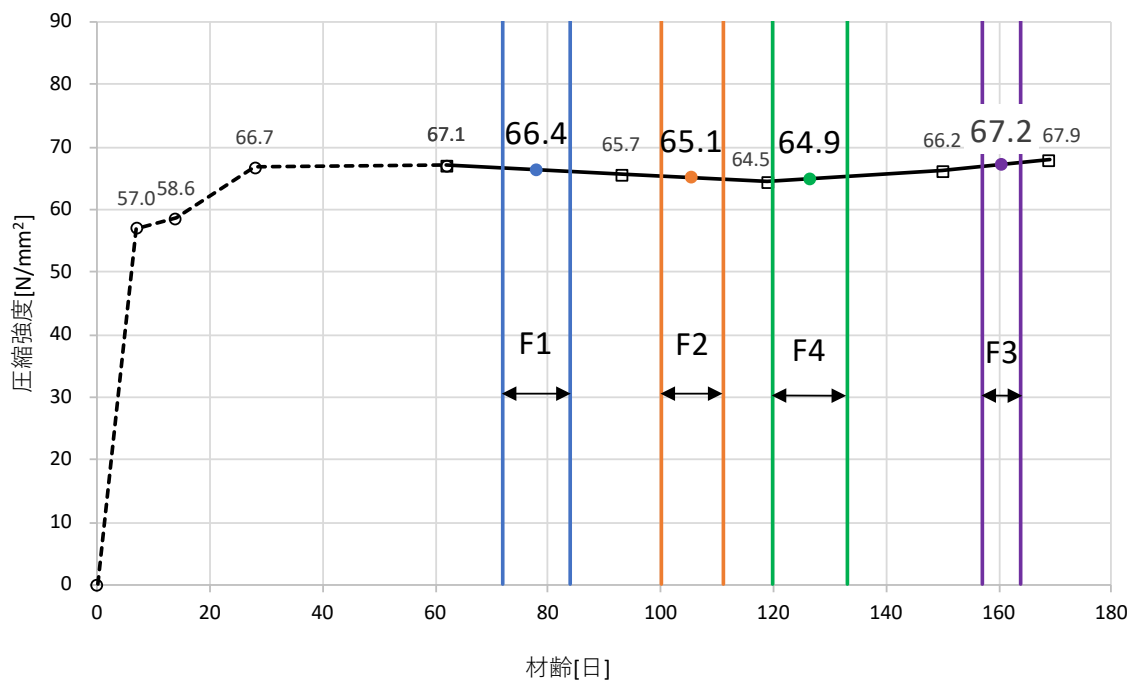


図 2-18 コンクリートの圧縮強度-材齢関係

(※材齢 28 日までのデータはアシス株式会社による試験結果)

## (2) 割裂引張試験結果

- ・材齢 62 日(試験体 F1 載荷前)

表 2-8(a) コンクリート割裂引張試験結果 (材齢 62 日)

供試体	直径 [mm]	長さ [mm]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	重量 [g]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
No.2	100.0	202.8	7850.8	3600.9	2.26	128.5	4.03
No.5	100.1	202.7	7872.1	3617.8	2.27	107.2	3.36
No.6	100.0	202.8	7854.8	3609.7	2.27	94.1	2.95
平均	100.0	202.8	7859.2	3609	2.26	109.9	3.45

- ・材齢 93 日(試験体 F1 載荷後、試験体 F2 載荷前)

表 2-8(b) コンクリート割裂引張試験結果 (材齢 47 日)

供試体	直径 [mm]	長さ [mm]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	重量 [g]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
NO.1	100.1	201.63	3609.0	7871	2.27	161.8	5.10
NO.2	100.2	202.06	3596.4	7875	2.26	77.6	2.44
NO.3	100.1	201.64	3577.7	7863	2.25	149.4	4.72
NO.7	100.1	199.63	3529.5	7871	2.24	99.6	3.17
平均	100.1	201.2	3578.2	7870	2.26	122.1	3.86

- ・材齢 119 日(試験体 F2 載荷後、試験体 F4 載荷前)

表 2-8(c) コンクリート割裂引張試験結果 (材齢 119 日)

供試体	直径 [mm]	長さ [mm]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	重量 [g]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
No.4	100.2	199.50	7884.1	3580	2.28	92.6	2.95
No.5	100.1	200.93	7869.4	3568	2.26	132.0	4.18
No.6	100.1	199.19	7872.3	3578	2.28	143.0	4.57
平均	100.1	199.9	7875.3	3575	2.27	122.5	3.90

- ・材齢 150 日(試験体 F4 載荷後、試験体 F3 載荷前)

表 2-8(d) コンクリート割裂引張試験結果 (材齢 150 日)

供試体	直径 [mm]	長さ [mm]	断面積 [mm <sup>2</sup> ]	重量 [g]	見かけ密度 [kg/mm <sup>3</sup> ×10 <sup>-6</sup> ]	最大荷重 [kN]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
No1	100.1	201.4	7876.0	3588	2.26	87.2	2.75
No5	100.2	200.6	7880.4	3573	2.26	114.1	3.62
No7	100.2	200.1	7879.7	3559	2.26	159.1	5.05
平均	100.2	200.7	7878.7	3573	2.26	120.1	3.81

- ・試験体 F3 載荷後の割裂引張試験は、供試体の不足により実施しなかった。



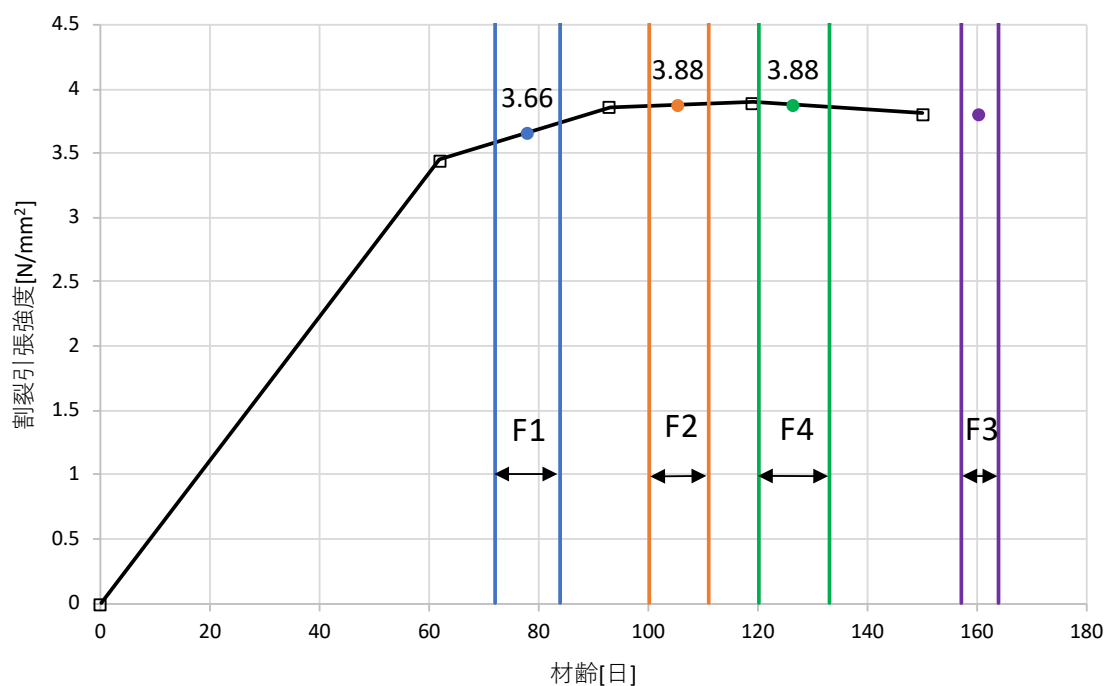


図 2-19 コンクリートの割裂引張強度-材齢関係

表 2-9 試験体および材齢ごとのコンクリート材料特性

試験体 / 材齢 (日)	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度時ひずみ [μ]	割線剛性 [kN/mm <sup>2</sup> ]	割裂引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
F1	66.4	2404	35.7	3.66
F2	65.1	2277	35.9	3.88
F3	67.2	2426	36.8	3.81
F4	64.9	2287	35.8	3.88
平均	65.9	2348	36.0	3.81
62	67.1	2489	35.5	3.45
93	65.7	2325	35.8	3.86
119	64.5	2224	35.9	3.90
150	66.2	2483	35.2	3.81
169	67.9	2380	38.0	—
平均	66.3	2380	36.1	3.75
採用値	66.3	2380	36.1	3.75

### 2.3.2 鉄筋の材料特性

表 2-10 に鉄筋引張試験結果、図 2-20 に同試験の応力度-ひずみ関係、写真 2-5 に破断後の鉄筋を示す。引張試験は油圧式万能試験機（前川試験機製作所製）で行った。引張荷重は試験機から出力される電圧から求め、ひずみはひずみゲージ（D6:FLK-2-11-5LT, D10:YFLA-2-3LT, D16&D19:YFLA-5-3L）を供試体中央部に 2 枚貼付し、2 枚のひずみゲージより測定し、その平均値を用いた。試験機から出力される電圧、ひずみゲージの出力はデータロガー（TDS-530：東京測器研究所製）を介して、パーソナルコンピュータ(Windows)に取り込み、プログラム(Visual LOG)を使用してそのデータシートに測定データを記録した。試験片の本数は 6 本であったが、NO1~NO3 は試験方法に不備があったため使用しない。また、D6(SD345)のみ明確な降伏棚が示されなかったため、0.2%オフセット法を用いて降伏応力度及び降伏ひずみを算出した。

以下に、鉄筋の材料特性の算出方法を示す。

#### a)公称断面積

規格値を使用する。

#### b)応力度

材料試験によって計測した荷重を公称断面積で除することによって算出する。

#### c)降伏点

##### ・上降伏点

データシート上で材料試験担当者が上降伏点を判断し、その応力度を上降伏応力度とする。

##### ・降伏応力度

応力度-ひずみ関係において、最初に剛性が低下する上降伏点からひずみ硬化開始までの記録データの中で、上,下降伏点を除く全データ(応力が一定で、ひずみが急激に増大する領域)の応力度の平均値を降伏応力度とする。(小数点 1 桁まで)

#### d)降伏ひずみ

前項(c)で算出した降伏応力度を鋼材のヤング係数(規格値： $E_s=2.05 \times 10^5$ )で除した値とする。

#### ※明確な降伏点がない場合

高強度の鉄筋、また、細径の鉄筋などの材料試験の際、明確な降伏点が見られないという事例が確認されている。その場合、鉄筋の降伏応力度と降伏ひずみは「0.2%オフセット法(後述)」を用いて算出することとする。

## e)見かけのヤング係数

降伏応力度の 1/3 の点と 2/3 の点を結ぶ直線の傾きとする。

## f)引張強さ

試験機から直読した値を公称断面積で除すことによって算出する。(小数点 1 桁まで)

## g)破断伸び

- ①材料試験実施前に試験体の中心から両側  $4d$ ( $d$ :鉄筋の直径)にひとつずつポンチで印をつけ、この 2 点の距離を原評点距離とする。
- ②破断後の試験片の 2 つの破片を軸から一直線上に並ぶように突き合せた時の評点距離を最終評点距離とする。
- ③最終標点間距離と原標点間距離の差を原標点間距離で除した値を破断伸びとする。長さは全てノギスを使用して計測する。

## h)ひずみ硬化開始時ひずみ

採取したデータから検討する。具体的には、応力度-ひずみ関係におけるステップごとの接線剛性を算出し、接線剛性が増加し始めた点のひずみをひずみ硬化開始時ひずみとした。

## 「0.2%オフセット法について」

明確な降伏点が見られない鋼材の降伏応力度と降伏ひずみを求める方法である。材料試験で得られた応力度-ひずみ関係のグラフ上に応力 $=0(\text{N/mm}^2)$ ,ひずみ $=2000(\mu)$ の点から一定勾配の直線を引く。これら 2 つの線が交わる点を鋼材の降伏応力度と降伏ひずみとする。オフセット直線の勾配には鉄のヤング係数  $2.05 \times 10^5(\text{N/mm}^2)$ を採用する。

## (1) D6(SD345)

表 2-10(a) 鉄筋引張試験結果(D6,SD345)

材料特性(D6 SD345)							
試供体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	見かけのヤング 係数(KN/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	ひずみ硬化開 始ひずみ( $\mu$ )
NO4	31.67	415.6	4027	196.0	598.0	20.1	—
NO5		405.3	3977	186.3	596.1	21.4	—
NO6		414.7	4023	183.2	599.3	20.4	—
平均	31.67	411.9	4009	188.5	597.8	20.7	—

※D6の降伏点は0.2%オフセット法により定めた

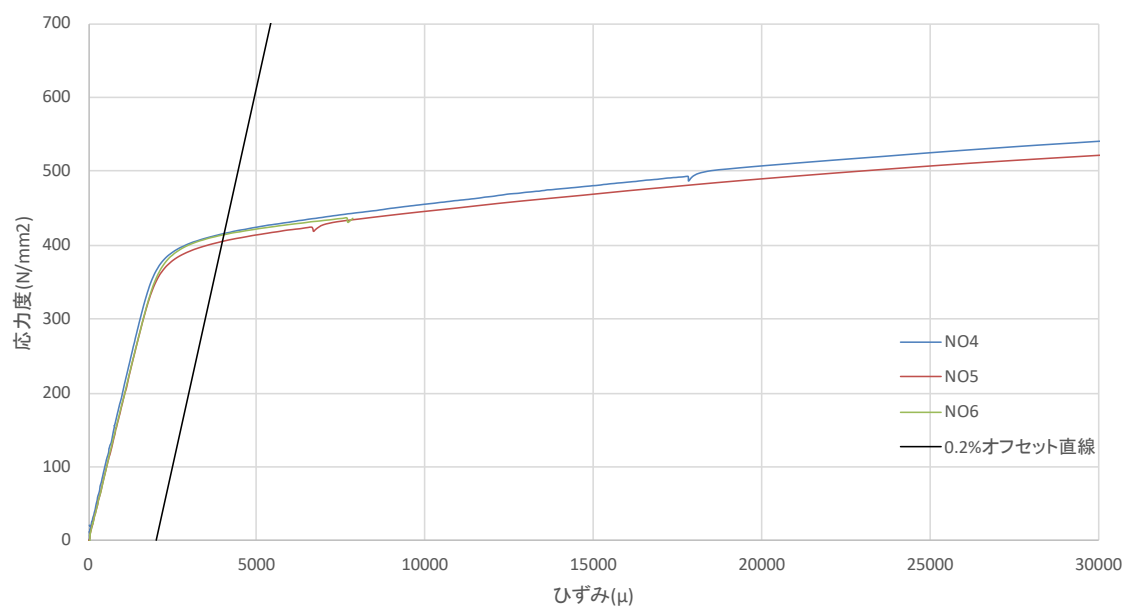


図 2-20(a) 応力度-ひずみ関係(D6,SD345)

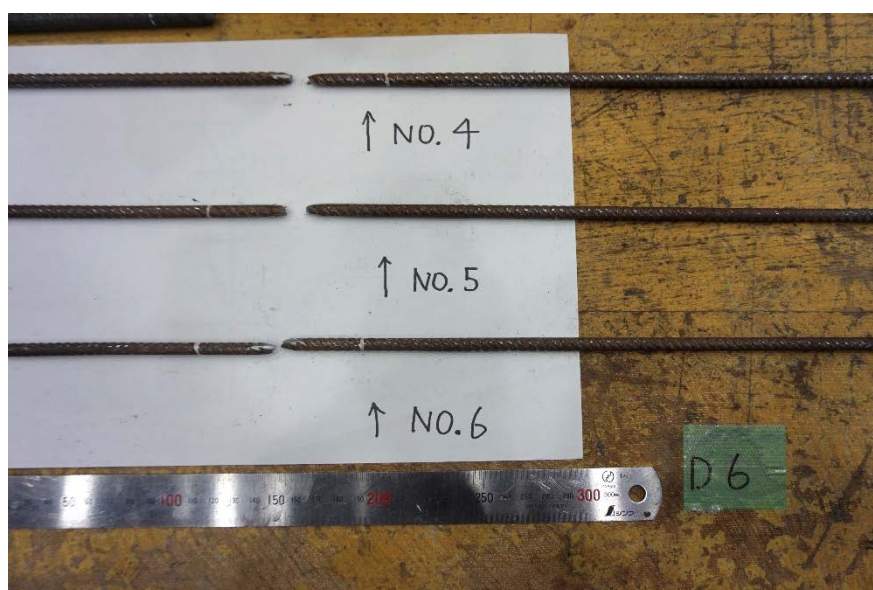


写真 2-5(a) 鉄筋破断後(D6,SD345)

## (2) D10(SD295A)

表 2-10(b) 鉄筋引張試験結果(D10,SD295A)

材料特性(D10 SD295A)							
試供体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	見かけのヤング 係数(KN/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	ひずみ硬化開 始ひずみ( $\mu$ )
NO4	71.3	366.6	1789	196.8	517.8	19.4	23926
NO5		366.7	1789	173.4	518.4	18.8	20900
NO6		369.2	1801	181.3	521.2	20.4	23395
平均	71.3	367.5	1793	183.8	519.1	19.6	22740

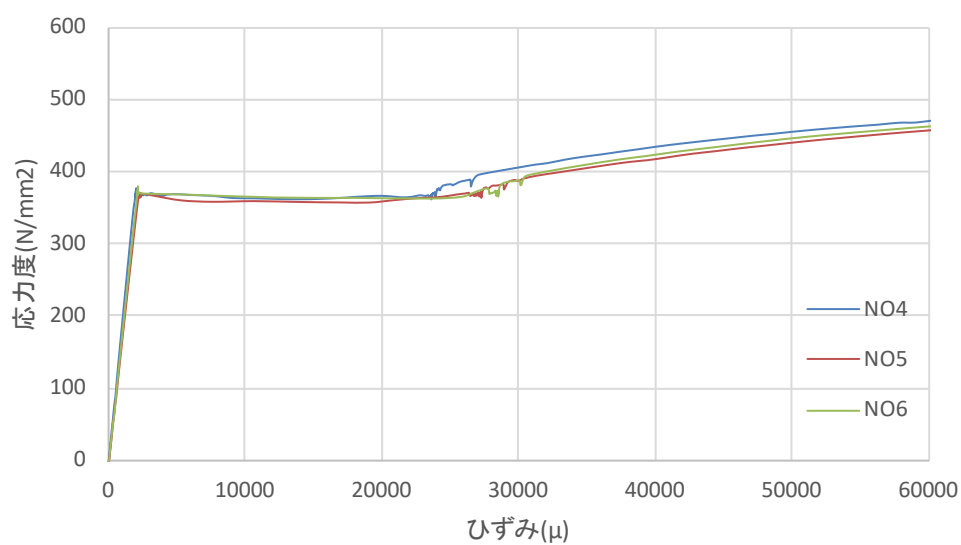


図 2-20(b) 応力度-ひずみ関係(D10,SD295A)

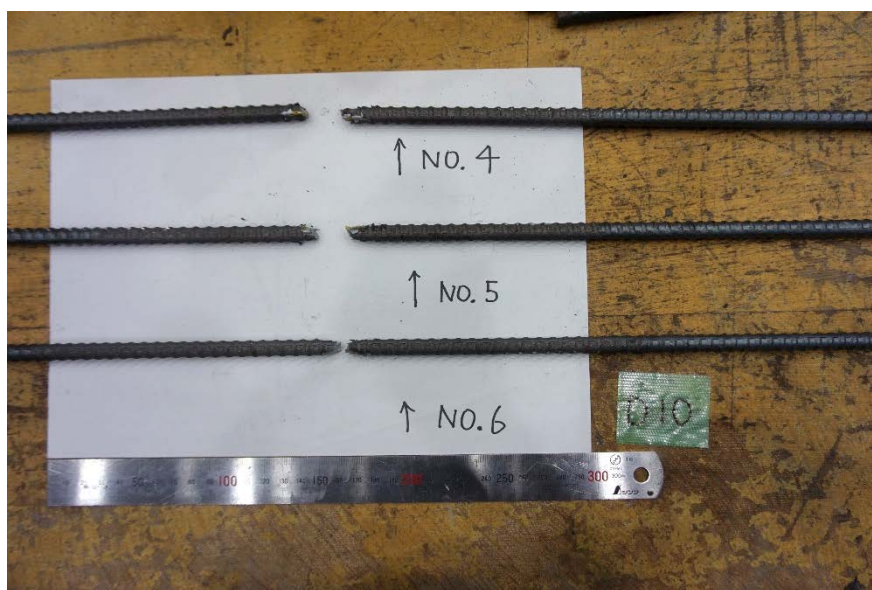


写真 2-5(b) 鉄筋破断後(D10,SD295A)

## (3) D16(SD490)

表 2-10(c) 鉄筋引張試験結果(D16,SD490)

材料特性(D16 SD490)							
試供体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	見かけのヤング 係数(KN/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	ひずみ硬化開 始ひずみ( $\mu$ )
NO4	198.6	537.3	2621	197.9	705.4	19.1	16488
NO5		529.0	2580	197.5	694.9	18.1	15946
NO6		533.7	2603	198.1	705.4	18.2	15729
平均	198.6	533.3	2602	197.8	701.9	18.4	16054

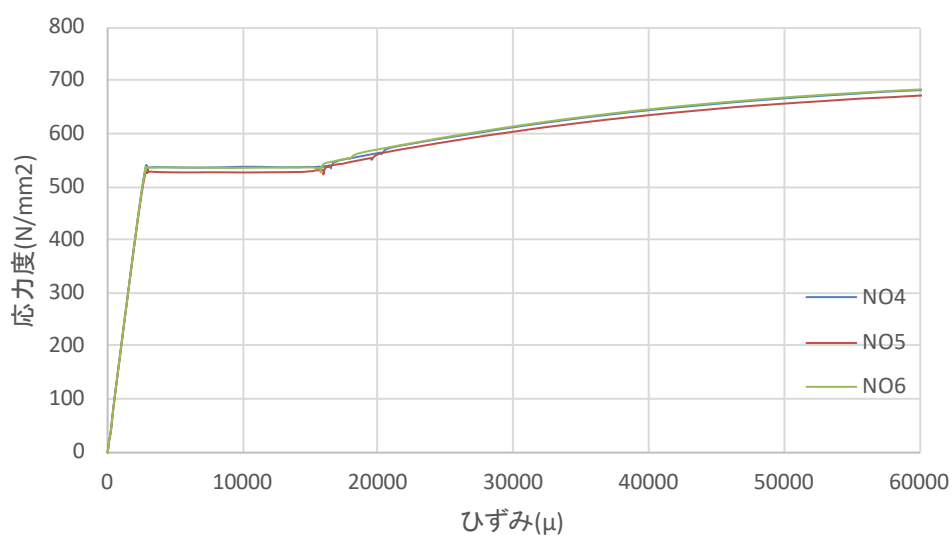


図 2-20(c) 応力度-ひずみ関係(D16,SD490)

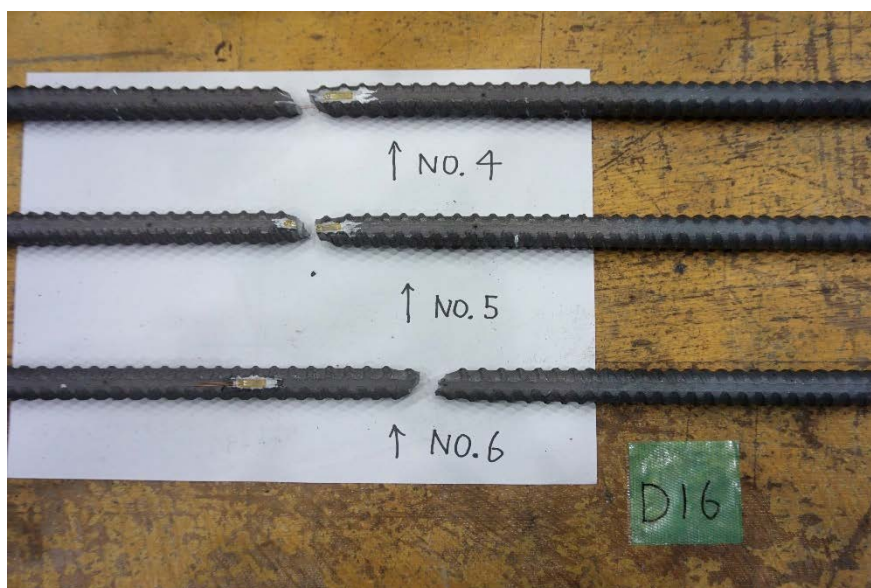


写真 2-5(c) 鉄筋破断後(D16,SD490)

## (4) D19(SD345)

表 2-10(d) 鉄筋引張試験結果(D19,SD345)

材料特性(D19 SD345)							
試供体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)	見かけのヤング 係数(KN/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	ひずみ硬化開 始ひずみ(μ)
NO4	286.5	403.7	1969	196.0	560.2	23.5	12353
NO5		400.4	1953	193.8	566.8	22.7	18330
NO6		402.1	1961	194.5	568.6	23.0	16980
平均	286.5	402.1	1961	194.7	565.2	23.1	15888

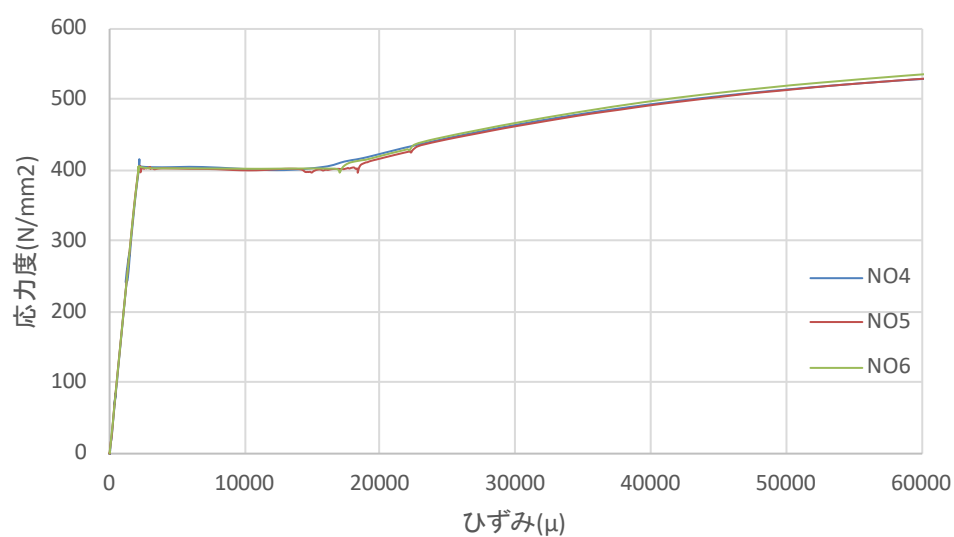


図 2-20(d) 応力度-ひずみ関係(D19,SD345)

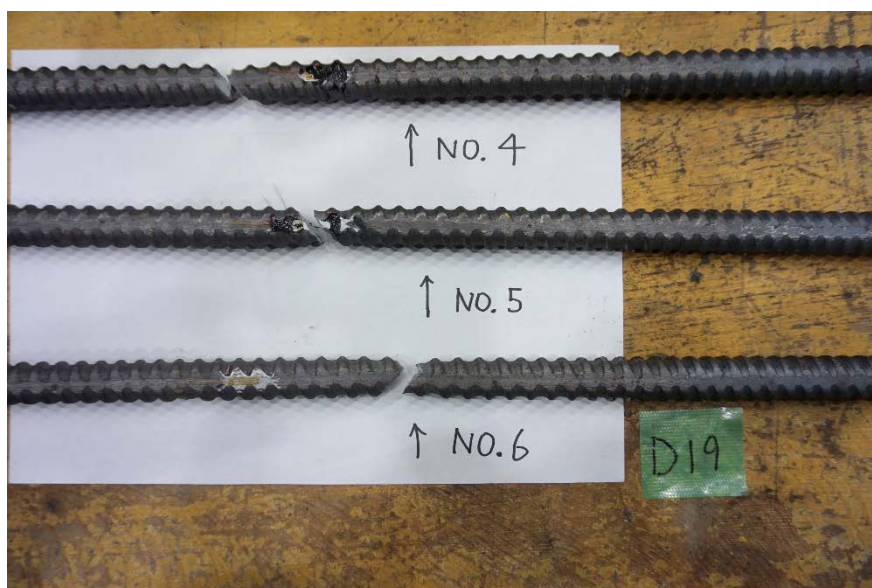


写真 2-5(d) 鉄筋破断後(D19,345)



## 2.4 構造計算

設計条件は柱、梁および柱梁接合部がせん断破壊および主筋の付着および定着破壊が生じないことである。2.3 節に記した材料特性を使用し計算した。

以下に各耐力の計算法を示すが、楠原・塩原が提案する接合部の曲げ終局耐力計算は煩雑となるため、本節ではこの計算における概念のみを説明し、計算結果を示すこととする。



### 2.4.1 曲げひび割れ耐力

曲げひび割れ耐力は建築物の構造関係技術基準解説書[18]を参照した。

#### 梁曲げひび割れ耐力

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

ここで、

$M_c$ ：曲げひび割れモーメント

$\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$ ：鉄筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

#### 柱曲げひび割れ耐力

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \frac{Z_e}{A_e} \quad (\text{N}\cdot\text{mm})$$

ここで、

$M_c$ ：曲げひび割れモーメント

$\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$ ：鉄筋を考慮した断面係数(mm<sup>3</sup>)

$N$ ：軸力 (N)

$D$ ：柱せい(mm)

表 2-11 部材の曲げひび割れ耐力

試験体名	梁・柱せん断力	層せん断力
	[kN・m]	[kN]
梁	25.3	16.9
柱	38.2	38.2

## 2.4.2 曲げ降伏耐力

曲げ降伏耐力は平面保持を仮定した断面解析により算定した。断面解析プログラムは「Response-2000」を使用した。曲げ降伏耐力は主筋が降伏ひずみに達した時の曲げモーメントとする。

断面解析における材料の構成則には主筋では完全弾塑性モデル、コンクリートでは Popovics/Thorenfeldt/Collins[20]モデルを用いた。

表 2-12(a) 梁曲げ降伏耐力

試験体名	引張側かぶり厚さ	曲げ降伏モーメント	梁せん断力	層せん断力
		[kN・m]	[kN]	[kN]
試験体共通	35mm	156.1	108.0	72.0
	73mm	138.8	95.8	63.8

表 2-12(b) 柱曲げ降伏耐力

試験体名	軸力	曲げ降伏モーメント	柱せん断力	層せん断力
	[kN]	[kN・m]	[kN]	[kN]
F1・F2・F4	0	92.5	64.0	64.0
	420	140.5	97.2	97.2
	840	181.8	125.8	125.8
F3	255	119.6	82.5	82.5

## 2.4.3 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力は曲げ降伏同様に平面保持仮定の断面解析プログラム「Response-2000」を用い算定した。曲げ終局耐力は  $M-\phi$  関係におけるモーメントの最大点とした。

表 2-13(a) 梁曲げ終局耐力

試験体名	引張側かぶり厚さ	曲げ終局モーメント	梁せん断力	層せん断力
		[kN・m]	[kN]	[kN]
試験体共通	35mm	170.0	117.6	78.4
	73mm	143.3	98.8	65.9

表 2-13(b) 柱曲げ終局耐力

試験体名	軸力	曲げ終局モーメント	柱せん断力	層せん断力
	[kN]	[kN・m]	[kN]	[kN]
F1・F2・F4	0	111.7	77.3	77.3
	420	161.1	111.5	111.5
	840	203.0	140.5	140.5
F3	255	142.5	98.3	98.3

### 2.4.4 部材のせん断終局耐力

#### (1) 梁せん断終局耐力

梁のせん断終局耐力は荒川 min 式を用いて計算した。

$$Q_{cu} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (\text{N})$$

ここで、

$Q_{cu}$ ：せん断終局耐力

$\frac{M}{Qd}$ ：せん断スパン比（1 以下の時は 1 とし、3 以上の時には 3 とする。）

なお  $d$  は、断面の有効せいである。）

$\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$b$ ：部材の幅 ( $\text{mm}$ )

$j$ ：部材断面の応力中心間距離 ( $\text{mm}$ )

$p_t$ ：引張鉄筋比 ( $a_t/bd$ ) (%)

$p_w$ ：せん断補強筋比（0.12 以上の場合は 0.12 とする。）

せん断補強筋比は次式によって求める。

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot s}$$

$a_w$ ：一組のせん断補強筋の断面積

$b$ ：部材の幅

$s$ ：せん断補強筋の間隔

表 2-14(a) 梁せん断終局耐力

試験体名	引張側かぶり厚さ	せん断終局強度 $Q_{bu}$	層せん断力
		[kN]	[kN]
試験体共通	35mm	218.3	145.6
	73mm	198.4	132.2

## (2) 柱せん断終局耐力

柱のせん断終局耐力は修正荒川 min 式を用いて計算した。

$$Q_{cu} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (\text{N})$$

ここで、

$Q_{cu}$ ：せん断終局耐力

$\frac{M}{Qd}$ ：せん断スパン比（1 以下の時は 1 とし、3 以上の時には 3 とする。）

なお  $d$  は、断面の有効せいである。）

$\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_0$ ：柱の軸圧縮応力度（ $8\text{N}/\text{mm}^2$  以上の時は  $8\text{N}/\text{mm}^2$  とする）

$b$ ：部材の幅 ( $\text{mm}$ )

$j$ ：部材断面の応力中心間距離 ( $\text{mm}$ )

$p_t$ ：引張鉄筋比 ( $a_t/bd$ ) (%)

$p_w$ ：せん断補強筋比（0.12 以上の場合は 0.12 とする。）

せん断補強筋比は次式によって求める。

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot s}$$

$a_w$ ：一組のせん断補強筋の断面積

$b$ ：部材の幅

$s$ ：せん断補強筋の間隔

表 2-14(b) 柱せん断終局耐力

試験体名	軸力	せん断終局強度 $Q_{bu}$	層せん断力
	[kN]	[kN]	[kN]
F1・F2・F4	0	170.1	170.1
	420	201.2	201.2
	840	232.4	232.4
F3	255	189.0	189.0

### 2.4.5 接合部せん断終局耐力

接合部せん断耐力は「靱性保証型耐震設計指針・同解説」[1]に従って計算した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \varphi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

ここで、

$V_{ju}$ ：接合部せん断耐力

$\kappa$ ：接合部の形状による係数

$\kappa = 1.0$  十字形接合部

$\kappa = 0.7$  ト形および T 形接合部

$\kappa = 0.4$  L 形接合部

$\varphi$ ：直交梁の有無による補正係数

$\varphi = 1.0$  両側直交梁付き接合部の場合

$\varphi = 0.85$  上記以外

$F_j$ ：接合部のせん断強度の基準値

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} (\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度

$D_j$ ：柱せいまたは 90 度折曲げ筋水平投影長さ

$b_j$ ：接合部の有効幅

表 2-15 接合部せん断終局耐力

試験体名	引張側かぶり厚さ	接合部せん断耐力 $V_{ju}$	層せん断力 $v_j Q_c$	梁せん断力 $v_j Q_b$
		[kN・m]	[kN]	[kN]
試験体共通	35mm	650.8	112.5	168.7
	73mm		99.0	66.0

### 2.4.6 接合部曲げ終局耐力

接合部曲げ終局耐力は楠原・塩原が提案する方法により計算した。ここでは上述の通り、基本的な概念のみの説明とする。図 2-20 および図 2-21 に[21]で提案されている接合部曲げ機構における変形モデルおよび応力状態を示す。ト形柱梁接合部では接合部を含む上柱、下柱および梁の3部材に分割し、それぞれが回転することで図に示すひび割れ面を想定する。ひび割れが拡幅する位置で鉄筋に引張力が生じ、変形の増大によりコンクリートが圧壊することで終局に達する。本実験ではひび割れの拡幅位置で全ての鉄筋が降伏した時のモーメントを接合部曲げ終局時モーメントとして計算する。なおその時のコンクリートの圧縮応力度分布は ACI[22]で定めるストレスブロックを準用する。

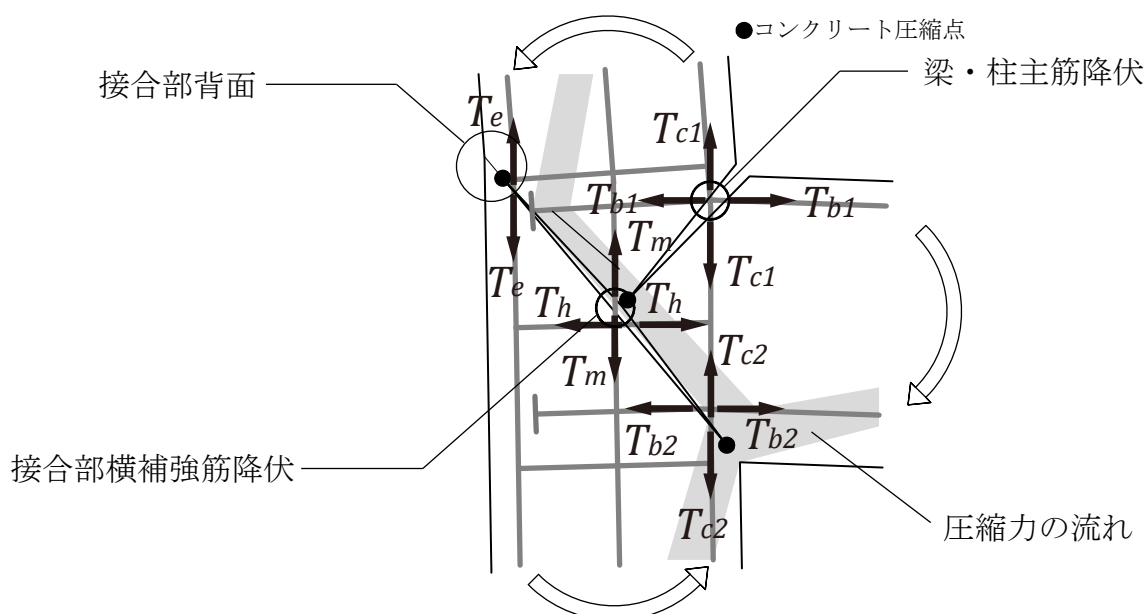


図 2-21 接合部曲げ変形モデル

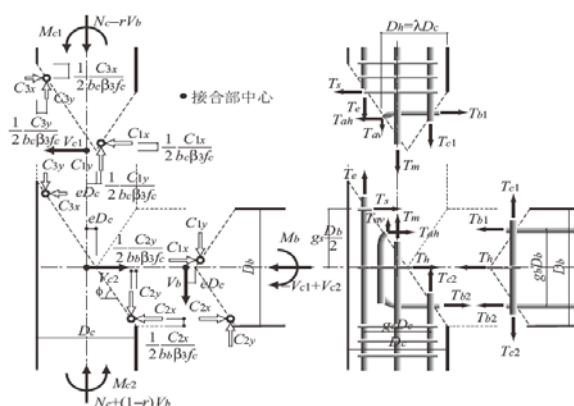


図 2-22 接合部曲げ変形機構

表 2-16(a) F1 試験体接合部曲げ終局耐力

F1

加力方向	軸力[kN]	Mju層せん断力 ( $\beta_j$ より算出) [kN]	Mju層せん断力 (精算) [kN]	Mju (精算) / Mju (略算)
西方向加力	840	93.80	89.43	95%
東方向加力	33	67.33	64.79	96%

表 2-16(b) F2 試験体接合部曲げ終局耐力

F2

加力方向	軸力[kN]	Mju層せん断力 ( $\beta_j$ より算出) [kN]	Mju層せん断力 (精算) [kN]	Mju (精算) / Mju (略算)
西方向加力	840	93.80	89.43	95%
	420	84.75	83.49	99%
南方向加力	840	91.27	84.44	93%
	420	81.28	76.44	94%
東方向加力	154	70.97	67.84	96%
	420	78.59	74.01	94%
北方向加力	154	74.91	76.60	102%
	420	81.87	81.44	99%

表 2-16(c) F3 試験体接合部曲げ終局耐力

F3

加力方向	軸力[kN]	Mju層せん断力 ( $\beta_j$ より算出) [kN]	Mju層せん断力 (精算) [kN]	Mju (精算) / Mju (略算)
西方向加力	840	93.80	89.43	95%
	255	80.68	80.69	100%
南方向加力	840	91.27	84.44	93%
	255	76.77	72.77	95%
東方向加力	0	66.33	63.93	96%
	255	73.93	70.26	95%
北方向加力	0	70.73	73.48	104%
	255	77.62	78.52	101%

表 2-16(d) F4 試験体接合部曲げ終局耐力

F4

加力方向	軸力[kN]	Mju層せん断力 ( $\beta_j$ より算出) [kN]	Mju層せん断力 (精算) [kN]	Mju (精算) / Mju (略算)
西方向加力	840	100.65	92.90	92%
	420	91.60	86.82	95%
南方向加力	840	97.11	89.76	92%
	420	87.12	81.44	93%
東方向加力	130	76.10	71.78	94%
	420	84.43	78.76	93%
北方向加力	130	81.13	79.23	98%
	420	91.68	84.64	92%

### 2.4.7 接合部せん断余裕度

接合部のせん断余裕度を示す。余裕度が 1 を超えていれば、理論的に接合部がせん断破壊することはない。接合部のせん断余裕度は、接合部せん断強度に対する梁終局時接合部せん断力の割合である。

表 2-17 接合部せん断余裕度

試験体名	引張側かぶり厚さ	接合部せん断耐力 $V_{ju}$	梁曲げ終局強度 $Q_b$	梁終局時接合部せん断力 $V_j$	接合部せん断余裕度
		[kN]	[kN]	[kN]	
試験体共通	35mm	650.8	117.6	453.7	1.4
	73mm		98.8	439.3	1.5

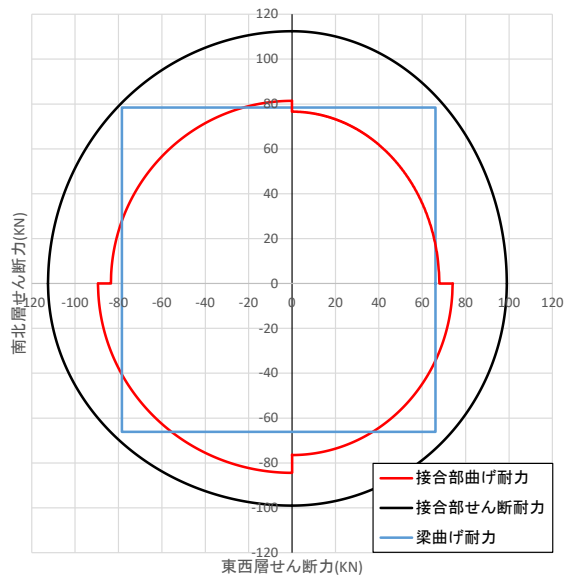
### 2.4.8 計算による耐力の二軸相関

2.4.5 節および 2.4.6 節の計算値を用いた耐力による二軸相関を図 2-23 に示す。また、加力方向別の耐力計算値を表 2-18 に示す。接合部の曲げ終局耐力曲線および接合部のせん断終局耐力曲線は各加力方向の耐力を楕円補完した。梁曲げ終局耐力線は矩形とした。

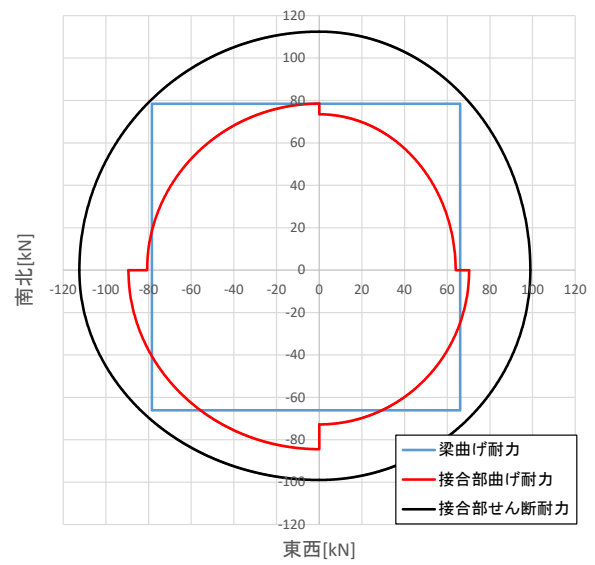
表 2-18 各種耐力の算定結果

	加力方向		F1	F2	F3	F4
梁曲げ終局時層せん断力計算値 [kN]	西・北		78.4			
	東・南		66.1			
接合部曲げ終局時層せん断力計算値 [kN]	西	(高軸力)	89.4	89.4	89.4	92.9
		(長期軸力)	(-)	83.5	80.7	86.8
	東	(低軸力)	67.3	67.8	63.9	71.8
		(長期軸力)	(-)	74.0	70.3	78.8
	南	(高軸力)	(-)	84.4	84.4	89.8
		(長期軸力)	(-)	76.4	72.8	81.4
	北	(低軸力)	(-)	76.6	73.5	79.2
		(長期軸力)	(-)	81.4	78.5	84.6
接合部せん断終局時層せん断力計算値 [kN]	西・北		112.5			
	東・南		99.0			

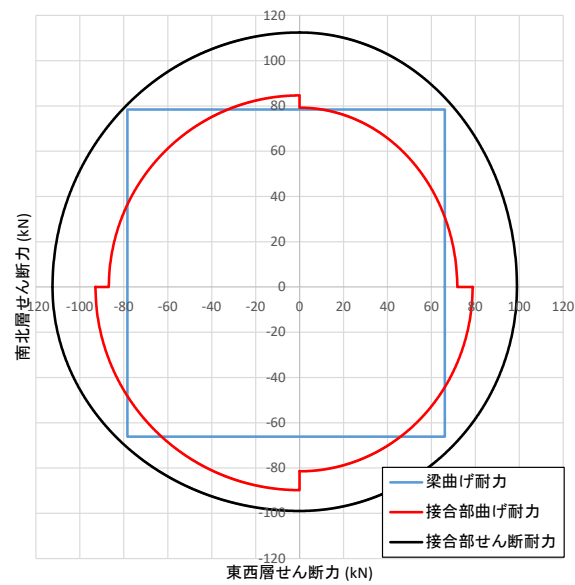




(a) 試験体 F2



(b) 試験体 F3



(c) 試験体 F4

図 2-23 耐力の二軸相関関係

### 2.4.9 計算による各加力地点の柱梁曲げ耐力比

図 2-24 に各加力地点における柱梁曲げ耐力比を示す。試験体 Z1 は 1.0 から 1.8、試験体 Z2 は 1.7 から 3.0、試験体 Z3 は 0.9 から 1.7 まで変動するが、2 方向負荷荷時（地点 F や地点 Q）の柱梁曲げ耐力比が最も小さく、その時点で接合部曲げ降伏破壊が発生し、正載荷時に柱梁曲げ耐力比の大きい地点で軸崩壊が発生することを想定した。

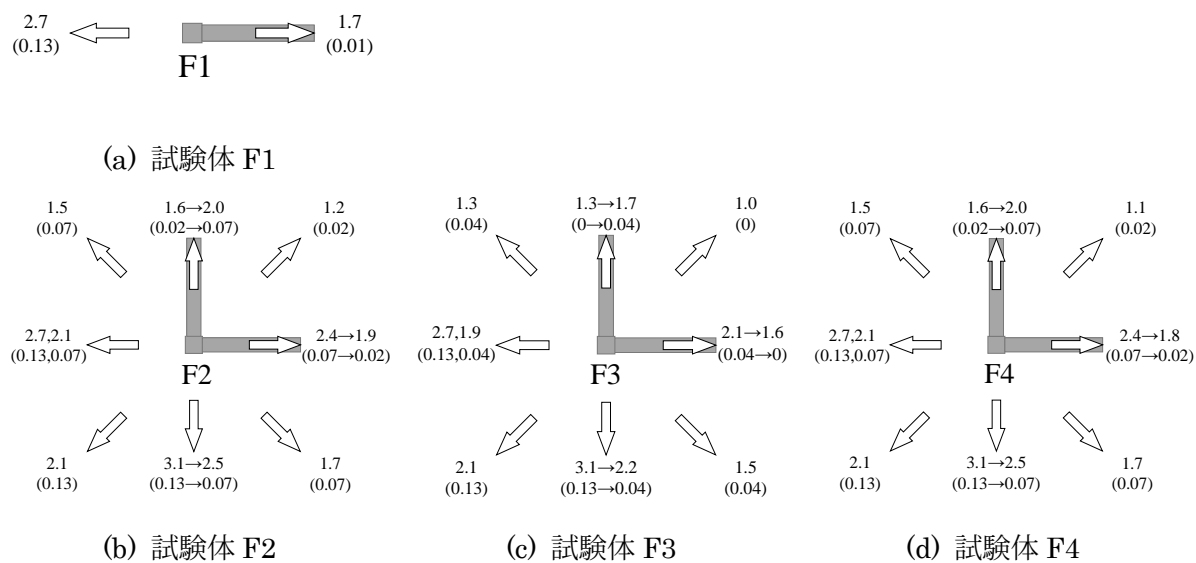


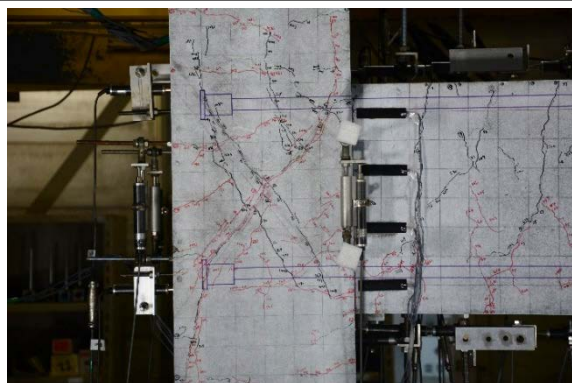
図 2-24 加力地点ごとの柱梁曲げ耐力比

### 3.1 破壊性状

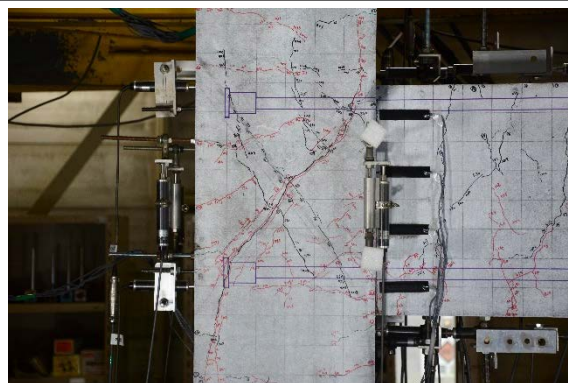
各試験体の層間変形角 1.5%終了時の損傷状況および最終破壊状況を写真 3-1 に示す。また、破壊イベント一覧を表 3-1 に示す。全試験体で梁曲げひび割れが層間変形角 0.25%で発生し、層間変形角 1.0%で接合部に主対角ひび割れが発生した。常時軸力を変動させた試験体 F1 では層間変形角 1.0%の負側第 1 サイクルで接合部に負側の主対角ひび割れが発生し、正側の斜めひび割れは同じく 1.0%の正側第 3 サイクルで発生した。立体試験体の正側の主対角ひび割れは、南面接合部について試験体 F3 では層間変形角 1.0%の地点 A において、F4 では同 1.0%の地点 B 地点において発生した。西面接合部については F3, F4 とともに層間変形角 1.0%の地点 D において発生した。試験体 F2 では正側主対角ひび割れが発生すると考えられる載荷径路において不具合があったため、ひび割れ発生地点は特定できなかったが、F3 に比べて接合部横補強筋の多い F4 において正側主対角ひび割れの発生が遅れた。負側の主対角ひび割れは、南面接合部についていずれの立体試験体でも層間変形角 1.0%の地点 D において発生した。西面接合部については試験体 F3 が層間変形角 0.5%の地点 O で発生したのに対し、F2, F4 では同 1.0%の地点 F で発生した。試験体 F3 では他の試験体よりも早期に軸力が小さくなるため、負側の主対角ひび割れが早期に発生したと考えられる。

平面試験体では最大耐力を迎えた層間変形角 2.0%時に負側の主対角ストラットから伸びたひび割れが柱の出隅部で大きく拡大した。立体試験体では全ての方向で最大耐力を迎えている層間変形角 1.5%で、柱の出隅部のコンクリートが圧壊した。いずれも柱出隅部のコンクリートはその後剥落しており、耐力低下の一因であると考えられる。

本研究で作成した試験体ではいずれも柱主筋が座屈した。平面試験体 F1 では層間変形角 4.0% 第 4 サイクルにおいて西側の柱主筋が外側に大きくたわみ出した。立体試験体 F2 では層間変形角 4.0%の地点 A から南北方向の層間変形角が 0.4%の時に、南面と西面の柱主筋が局所的に座屈した。F3 では層間変形角 3.0%の地点 B において、F4 では同 4.0%の地点 M において南西柱主筋が局所的に座屈した。柱主筋の局所的な座屈により接合部を回転中心として上柱と下柱のよした全ての試験体において発生した。梁が取り付けしていない面において柱主筋の負担軸力が増加し、高圧縮軸力がかかる正載荷時の圧縮ストラットに沿って局所座屈したと考えられる。試験体 F3 では層間変形角 3.0%地点 L において軸力増加中（軸力比 0.12）に接合部相対回転角が大きくなることから、本実験において接合部崩壊と判断してかぶりコンクリートの剥落およびコアコンクリートの圧壊に横補強筋のフックが抜け出し柱主筋の座屈が急激に進行した。試験体 F4 では層間変形角 4.0%サイクル終了後に軸圧縮試験を行い、軸力比 0.08 の時点で同様に横補強筋のフックが抜け出し柱主筋の座屈が急激に進行した。



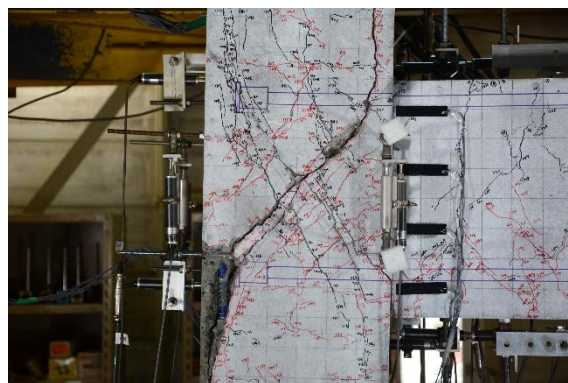
F1 +1.5% 2 回目ピーク



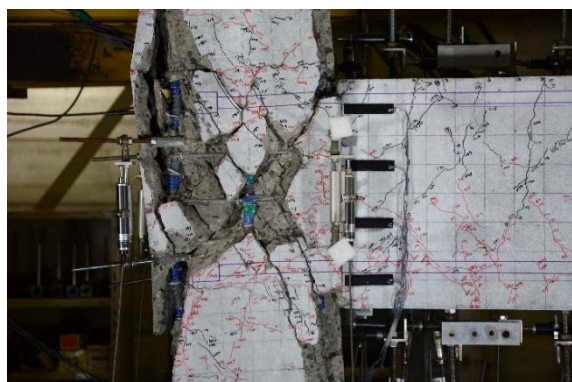
F1 -1.5% 1 回目ピーク



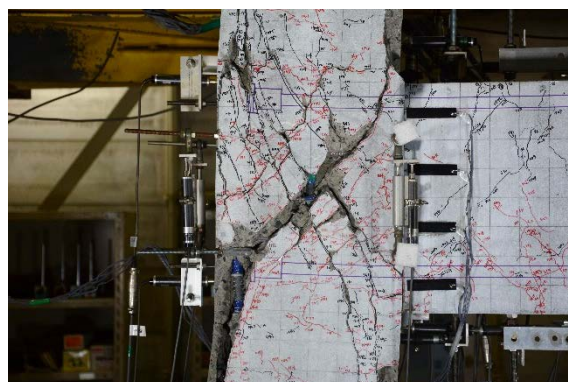
F1 +3.0% 2 回目ピーク



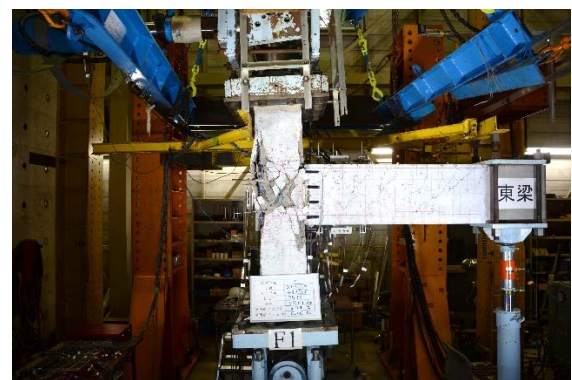
F1 -3.0% 1 回目ピーク



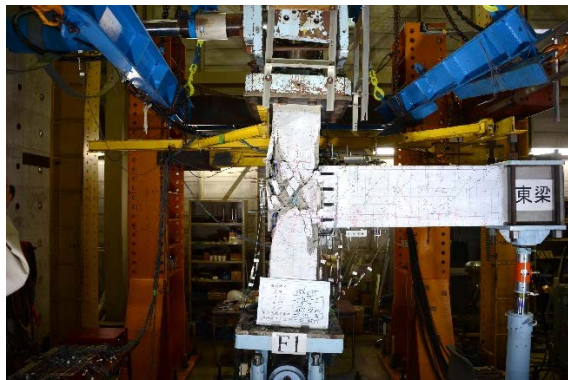
F1 +5.0% ピーク



F1 -4.0% 1 回目ピーク



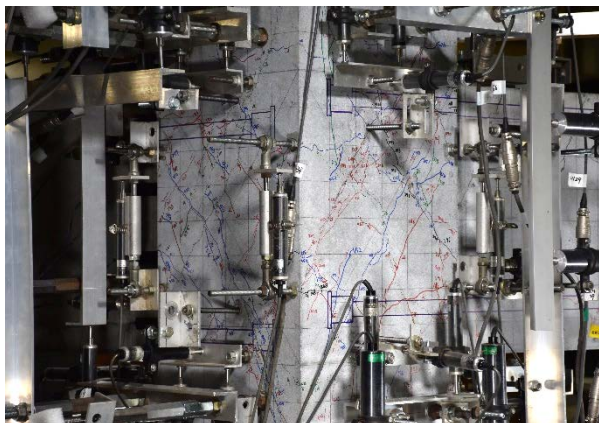
F1 +5.0% ピーク (全体写真)



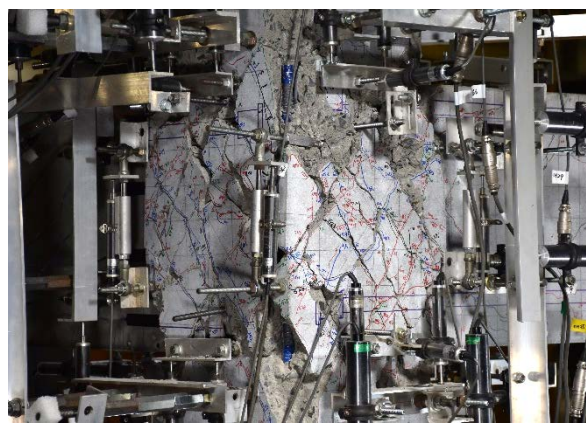
F1 -4.0% 5 回目ピーク (全体写真)

写真 3-1(a) F1 試験体接合部の破壊状況

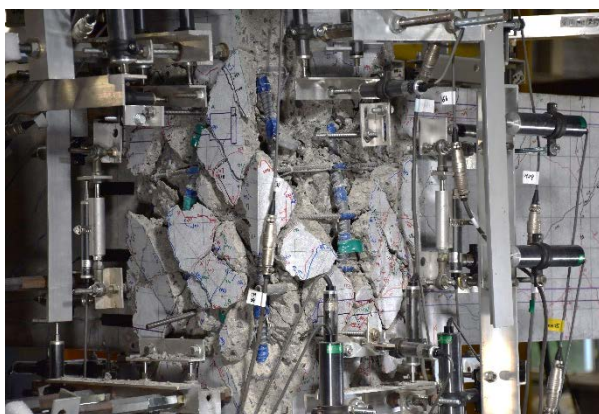




F2 1.5% 第一サイクル終了時



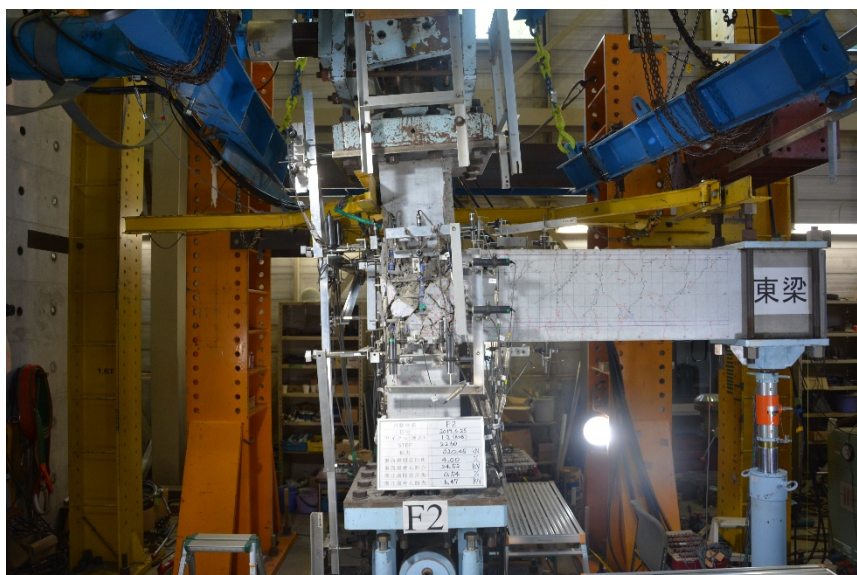
F2 3.0% 第一サイクル終了時



F2 最終破壊状況 (4.0% 地点 A→B)



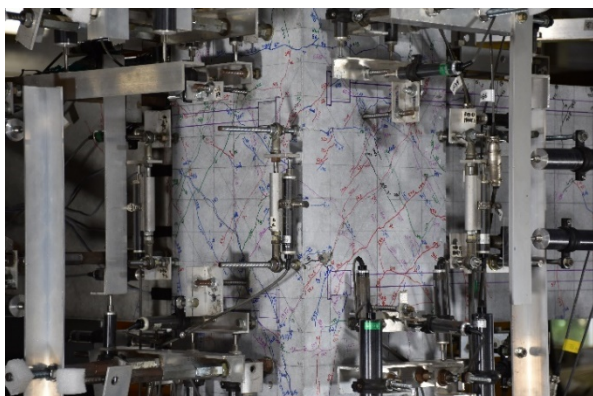
F2 はつり後



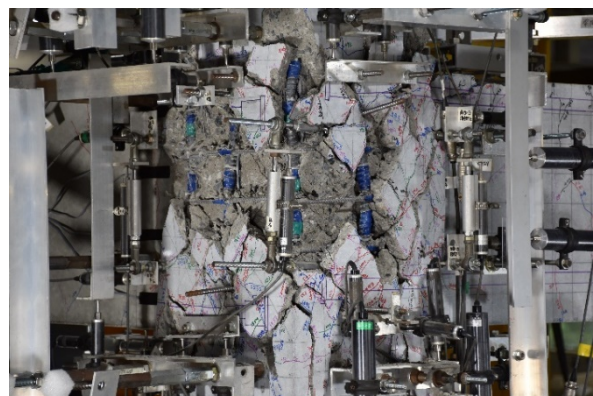
F2 最終破壊状況 (4.0% 地点 A→B 全体写真)

写真 3-1(b) F2 試験体接合部の破壊状況





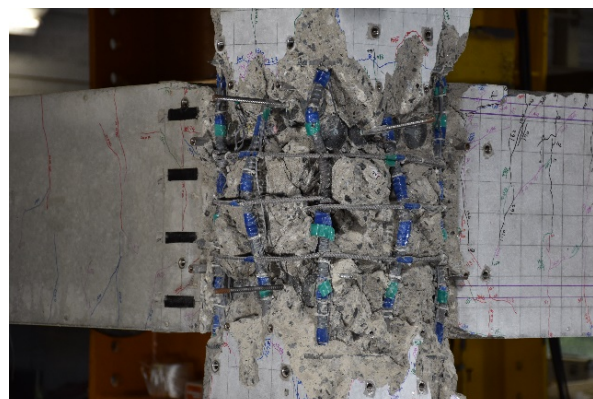
F3 1.5% 第一サイクル終了時



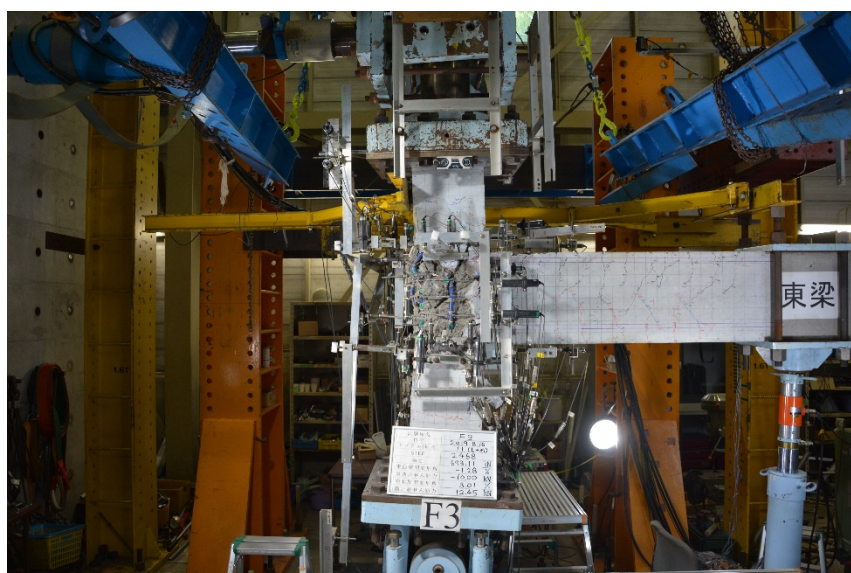
F3 3.0% 第一サイクル終了時



F3 最終破壊状況 (3.0% 地点 L→M)



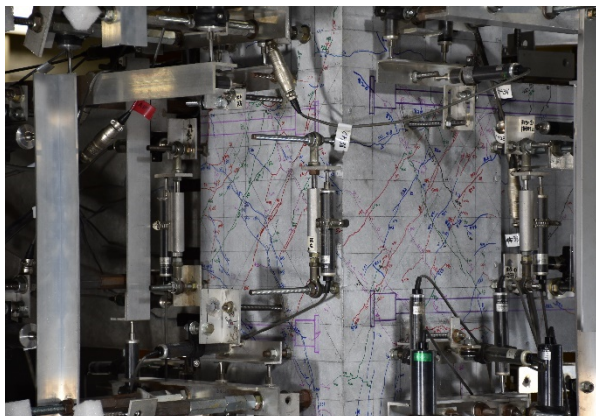
F3 はつり後



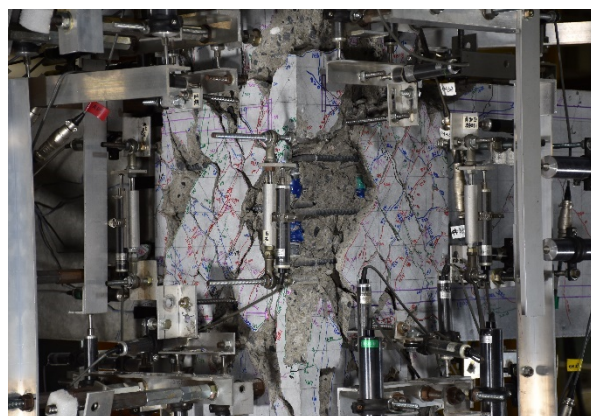
F3 最終破壊状況 (3.0% 地点 L→M 全体写真)

写真 3-1(c) F3 試験体接合部の破壊状況

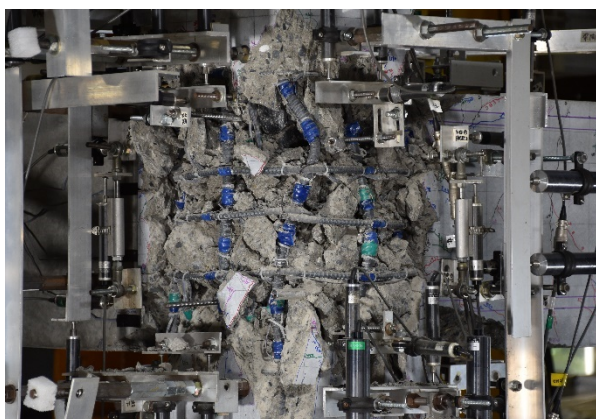




F4 1.5% 第1 サイクル終了時



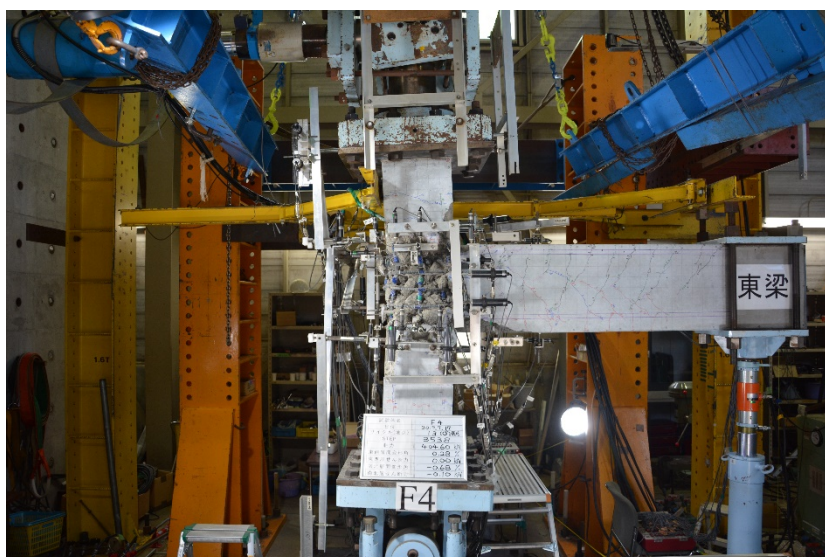
F4 3.0% 第1 サイクル終了時



F4 最終破壊状況 (4.0% 第2 サイクル終了時)



F4 追加実験&はつり後



F4 最終破壊状況 (4.0% 第2 サイクル終了時 全体写真)

写真 3-1(d) F4 試験体接合部の破壊状況

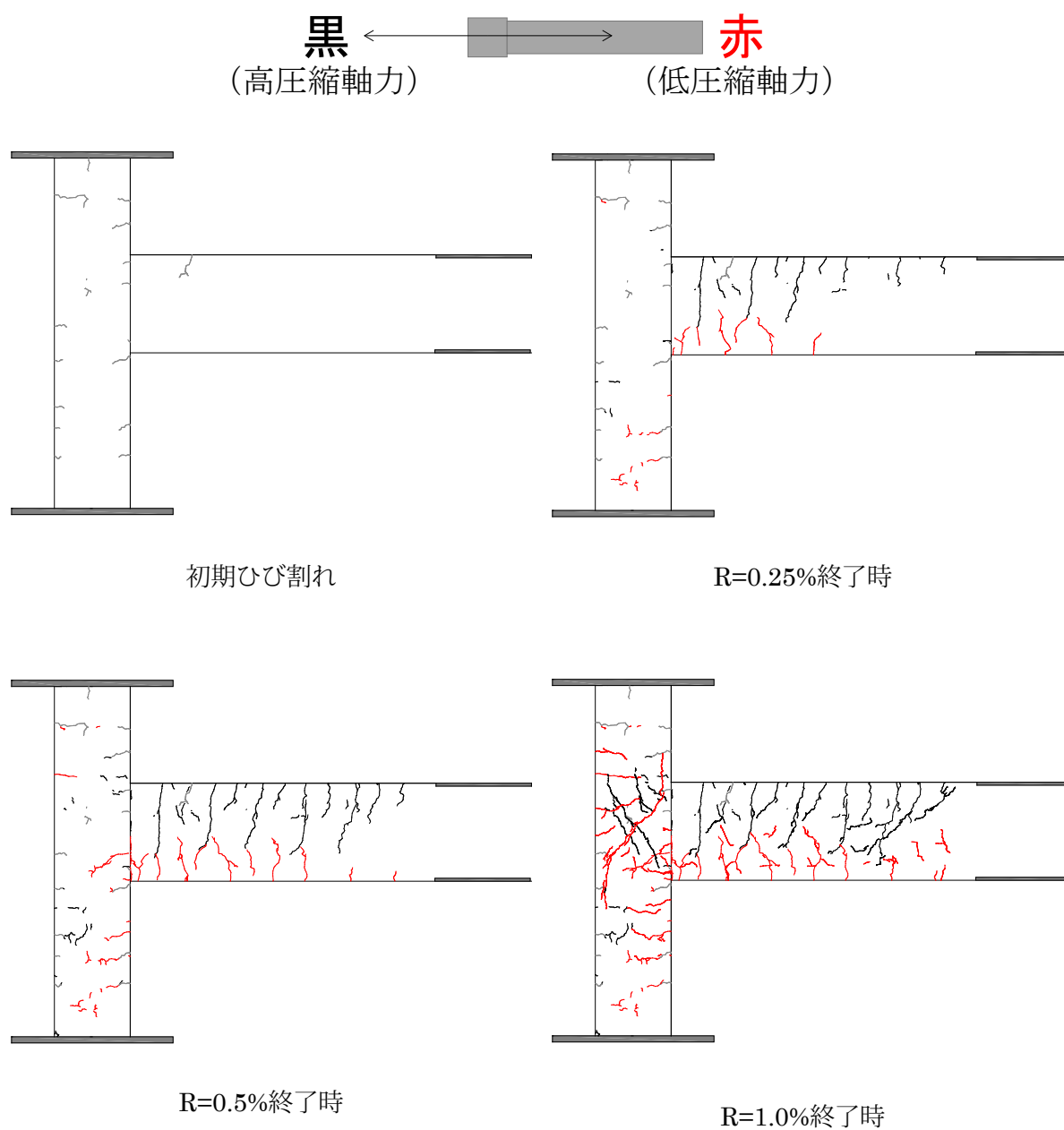


図 3-1(a) ひび割れ状況 (試験体 F1)



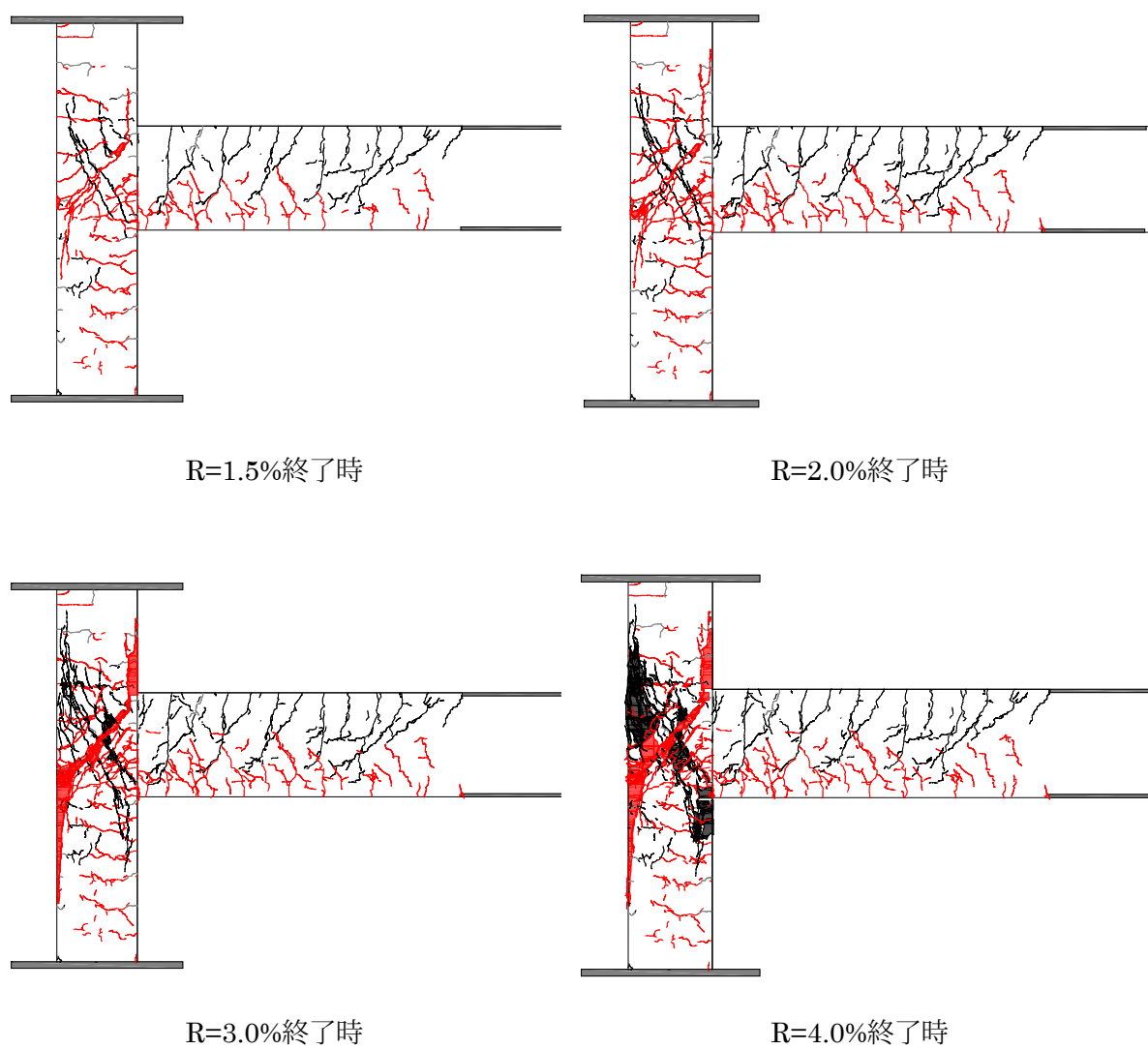
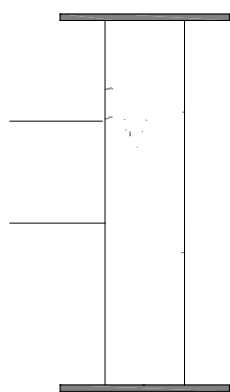
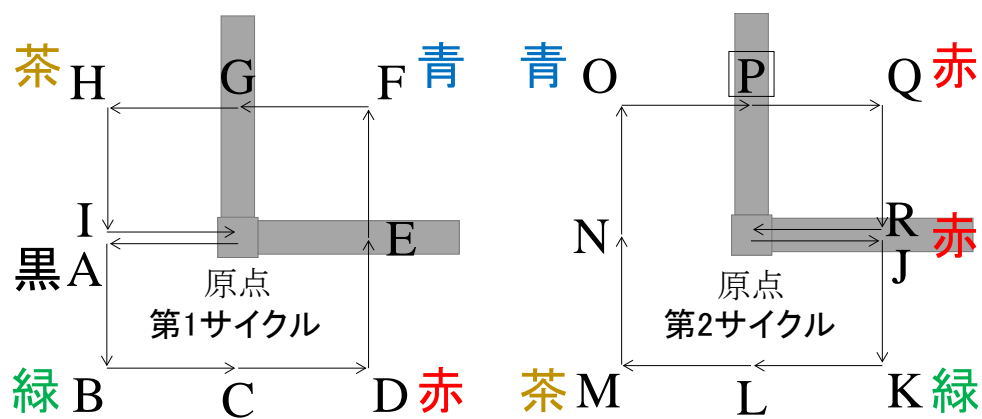
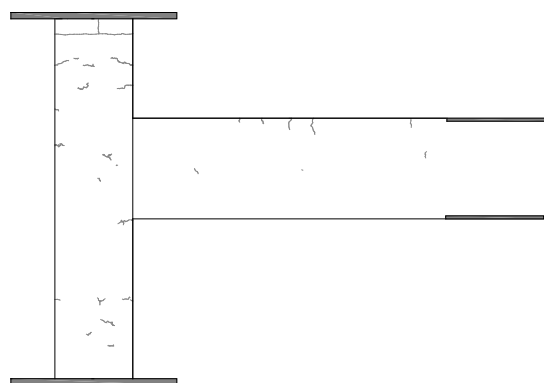


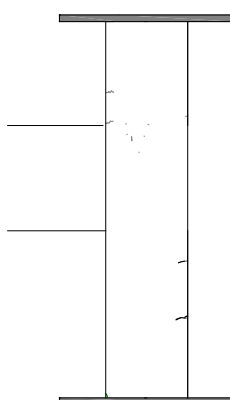
図 3-1(a) ひび割れ状況（試験体 F1）



初期ひび割れ 西面



初期ひび割れ 南面



R=0.25%終了時 西面



R=0.25%終了時 南面

図 3-1(b) ひび割れ状況（試験体 F2）

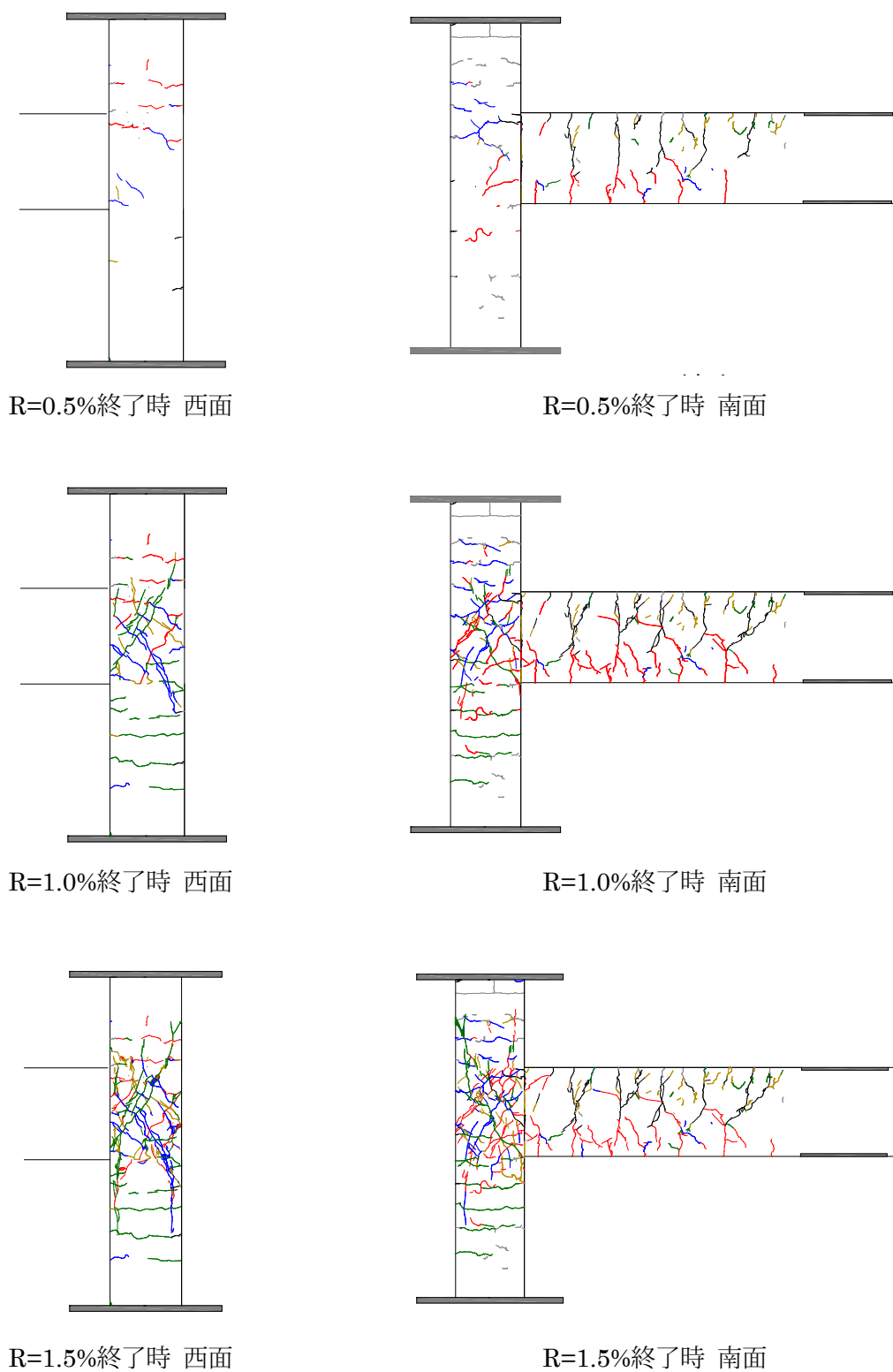


図 3-1(b) ひび割れ状況 (試験体 F2)

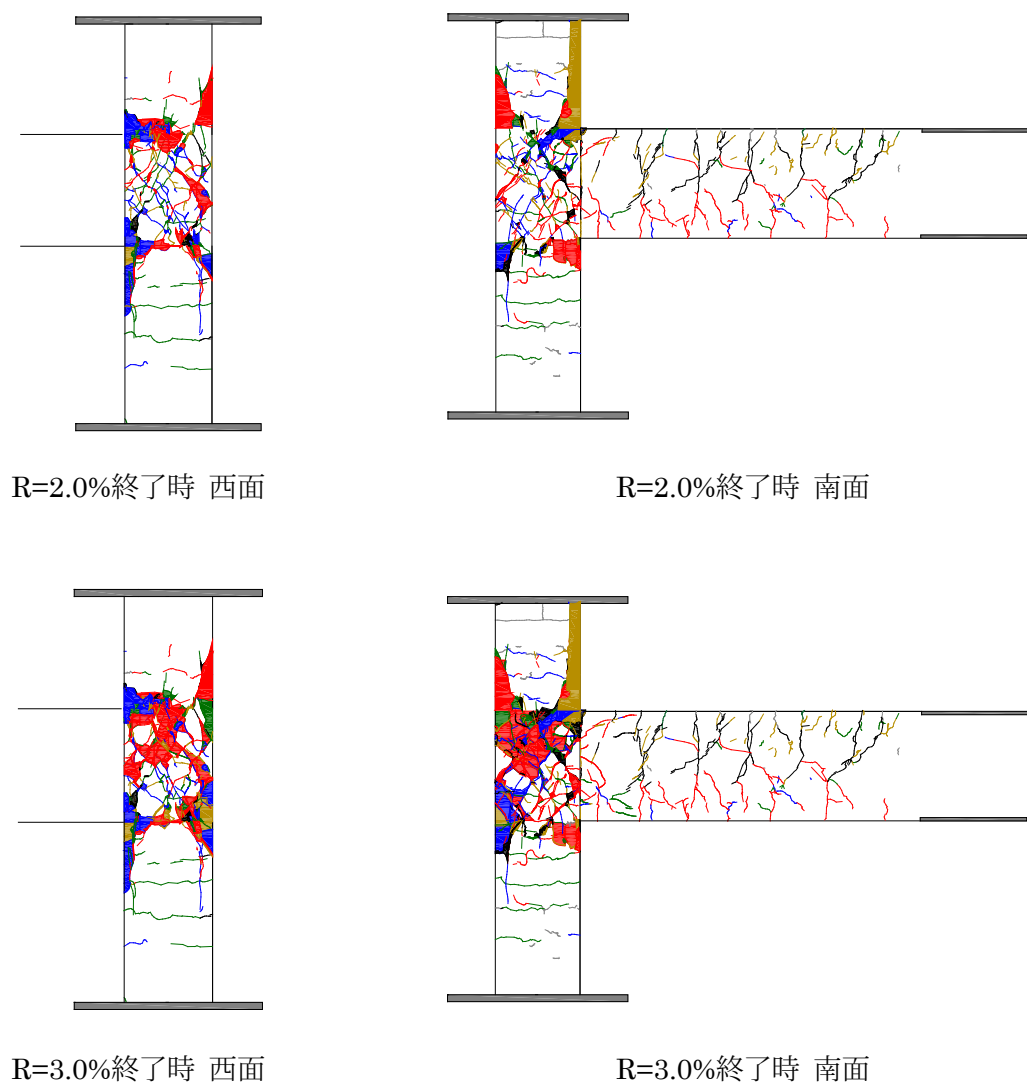
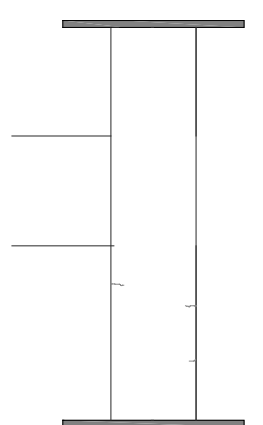
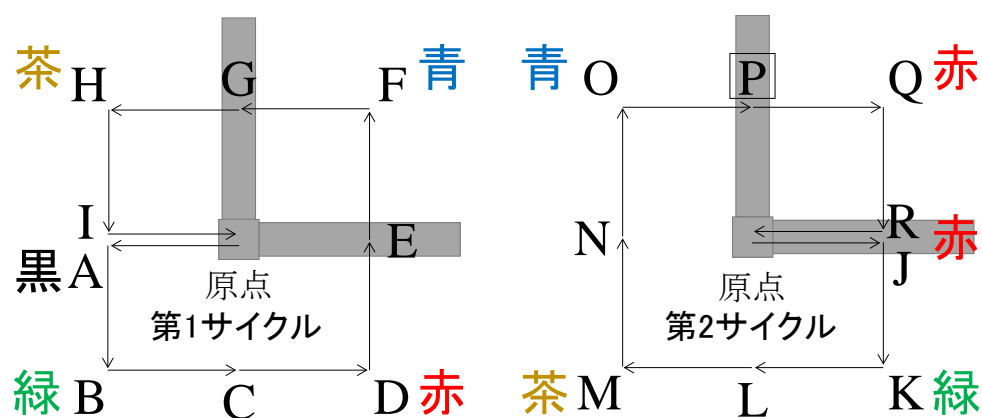
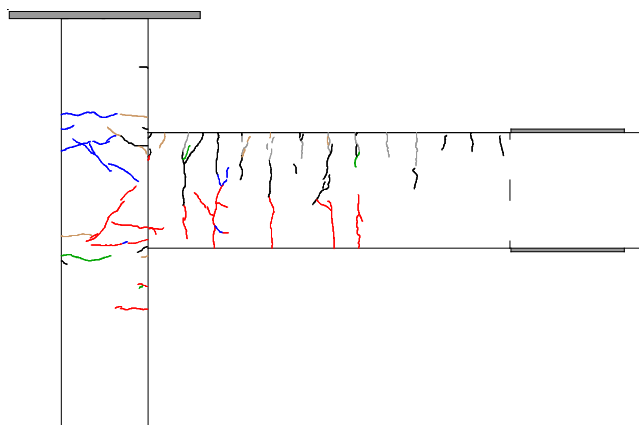


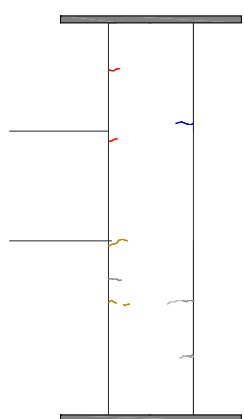
図 3-1(b) ひび割れ状況（試験体 F2）



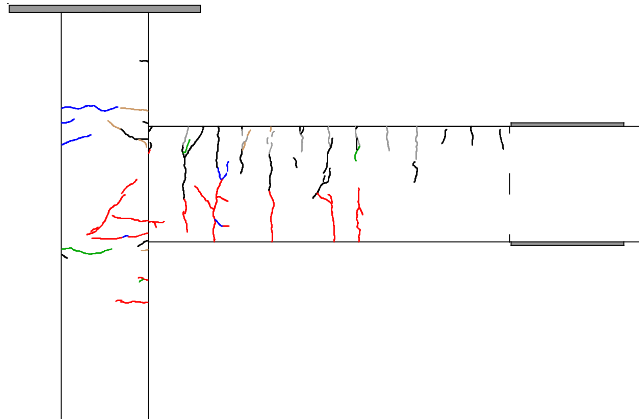
初期ひび割れ 西面



初期ひび割れ 南面



R=0.25%終了時 西面



R=0.25%終了時 南面

図 3-1(c) ひび割れ状況 (試験体 F3)

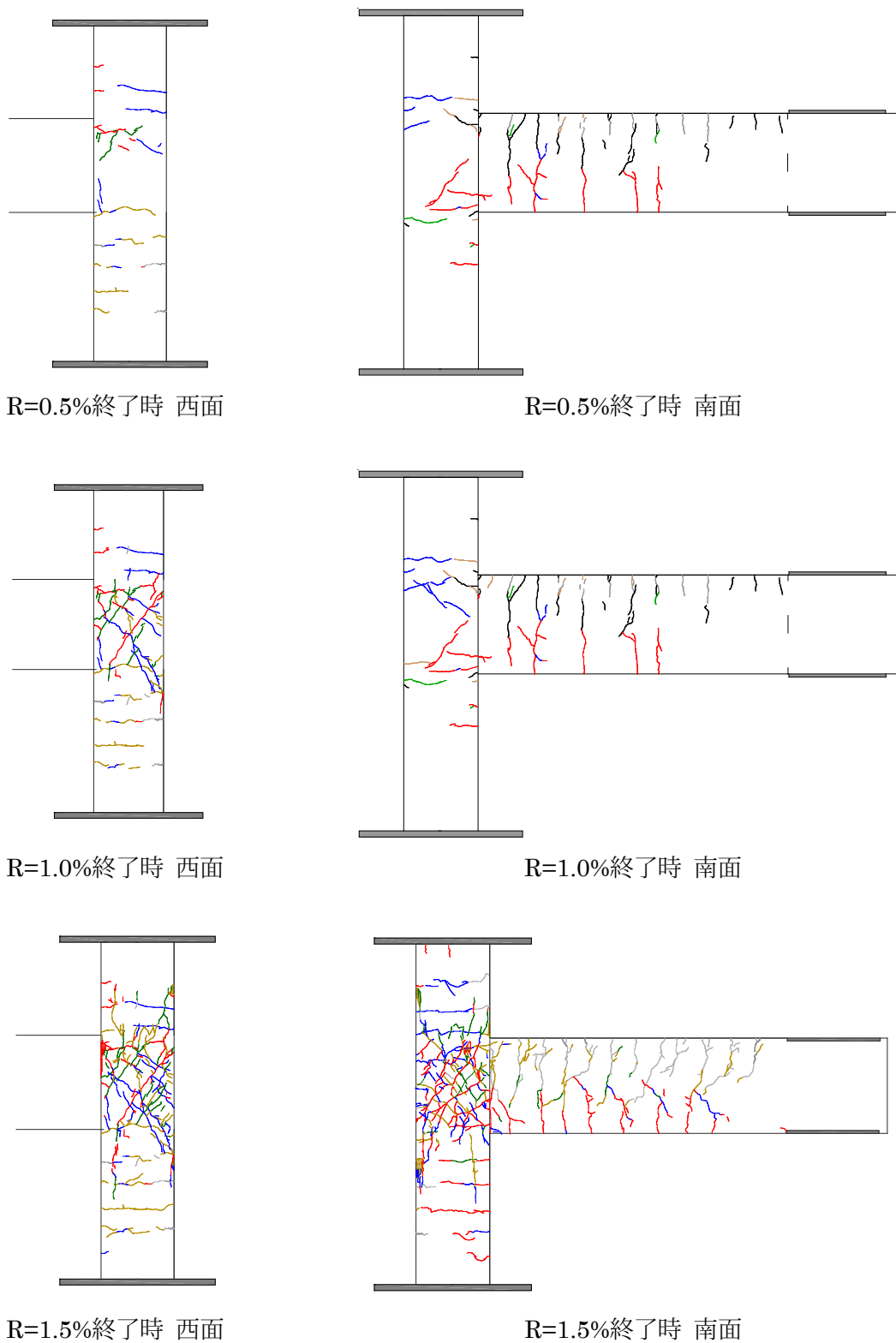


図 3-1(c) ひび割れ状況 (試験体 F3)

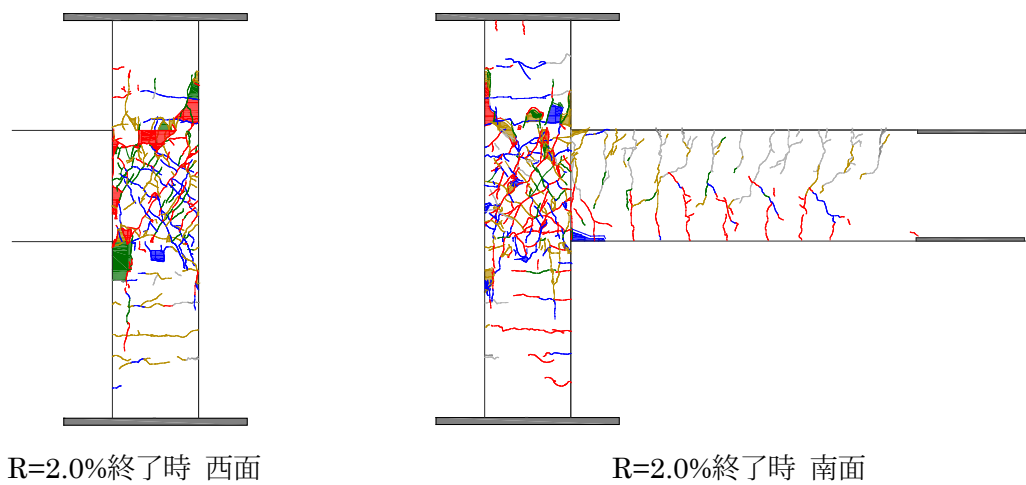
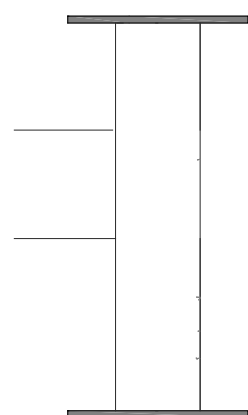
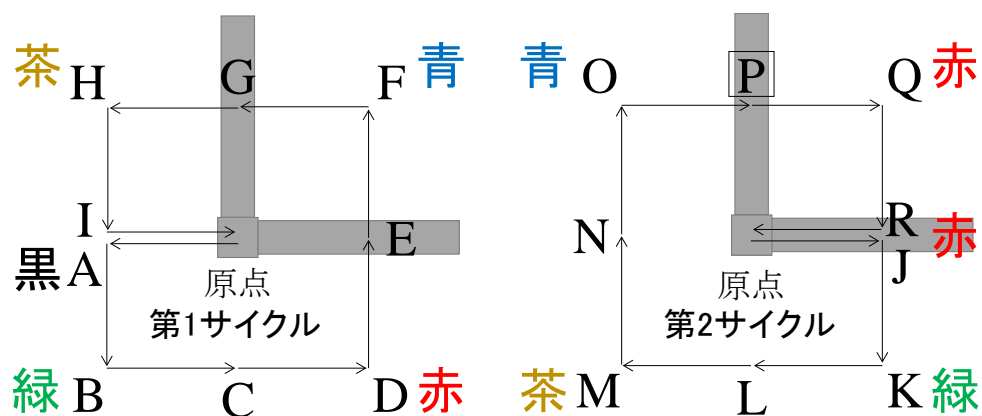
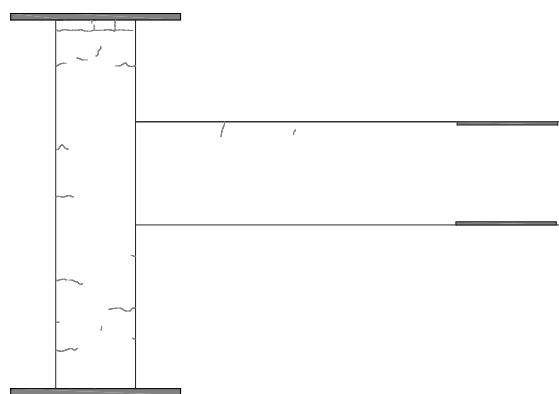


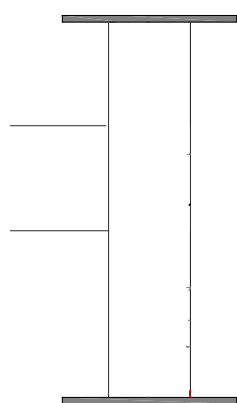
図 3-1(c) ひび割れ状況 (試験体 F3)



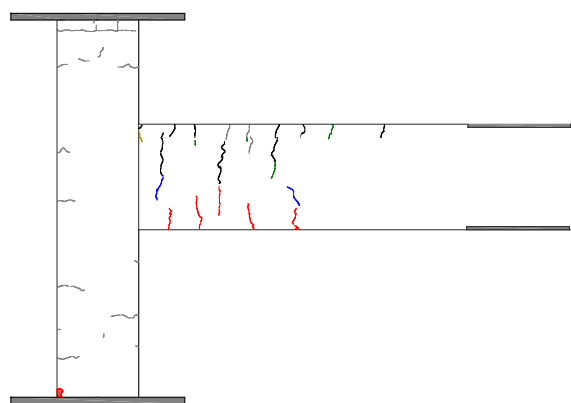
初期ひび割れ 西面



初期ひび割れ 南面



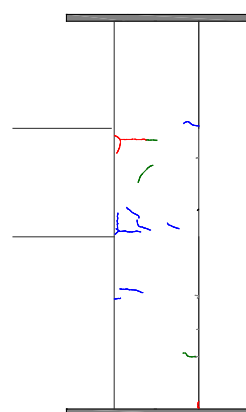
R=0.25%終了時 西面



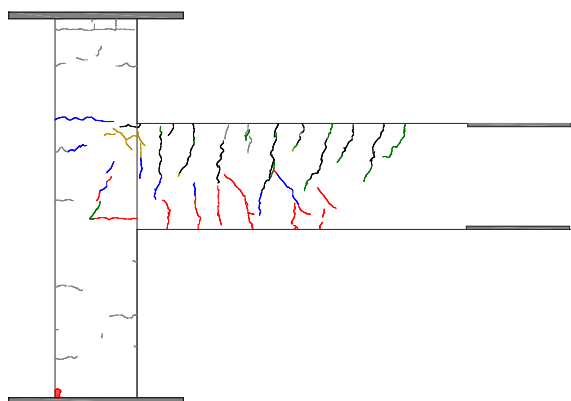
R=0.25%終了時 南面

図 3-1(d) ひび割れ状況 (試験体 F4)

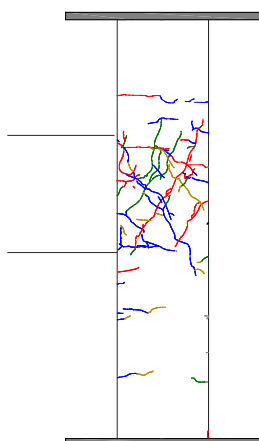




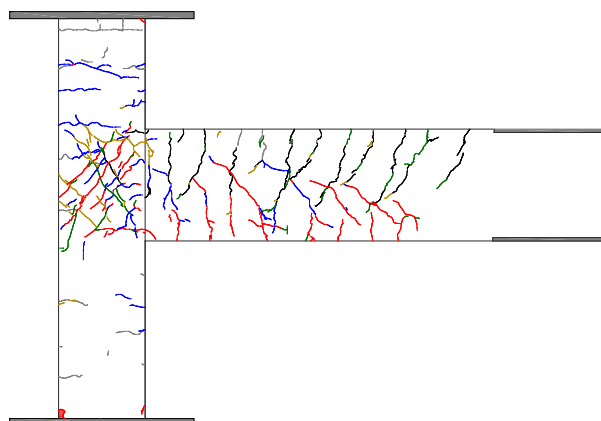
R=0.5%終了時 西面



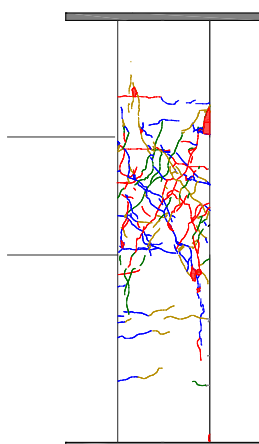
R=0.5%終了時 南面



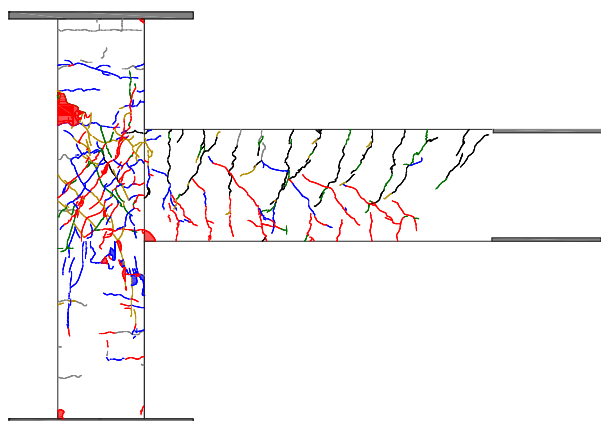
R=1.0%終了時 西面



R=1.0%終了時 南面



R=1.5%終了時 西面



R=1.5%終了時 南面

図 3-1(d) ひび割れ状況（試験体 F4）

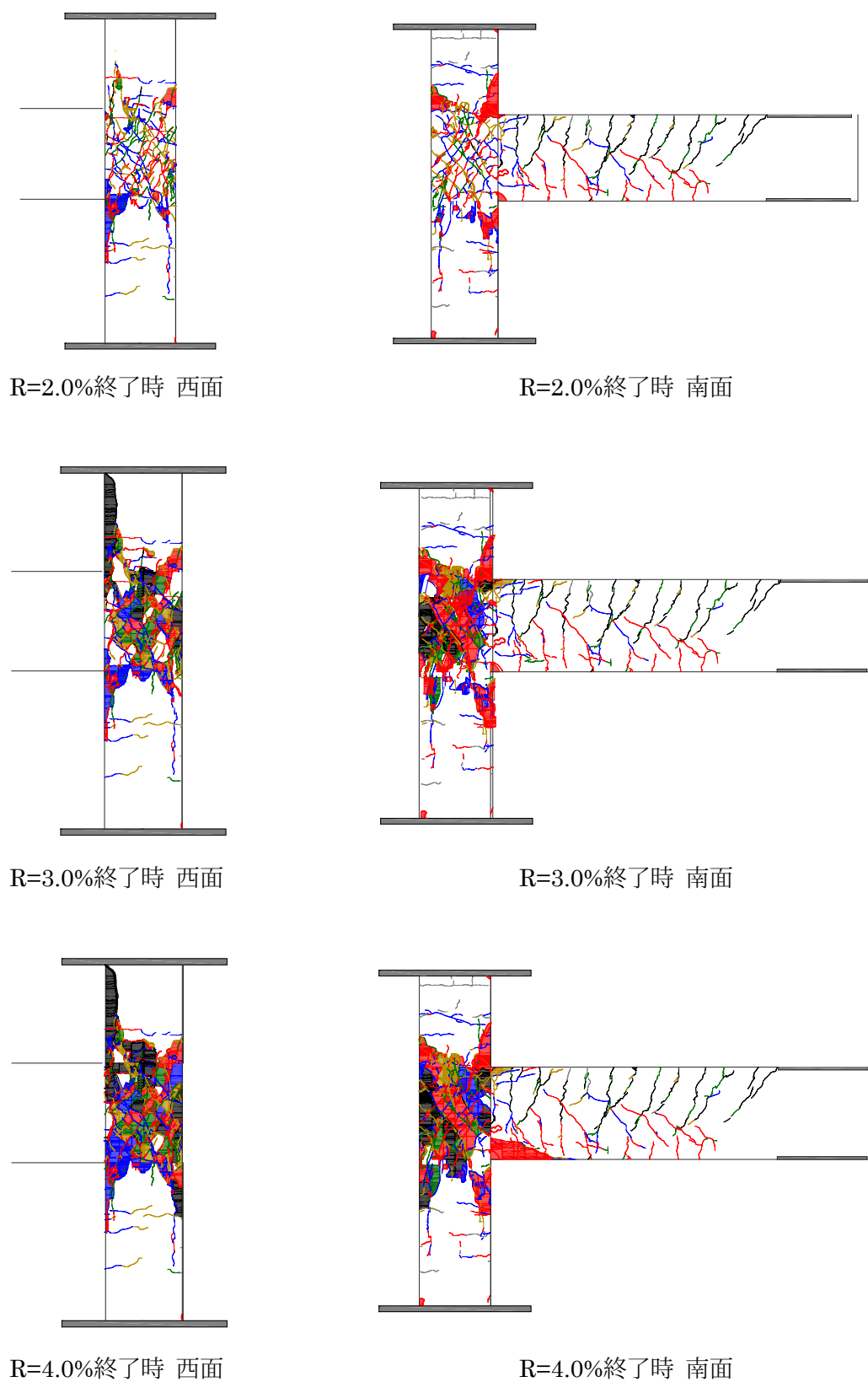


図 3-1(d) ひび割れ状況 (試験体 F4)

表-3-1(a) 試験体 F1 イベント一覧

## F1試験体

サイクル	地点	step	発生事象
0.25%	+1加力中	17	東梁上端に曲げひび割れ発生
	"	33	東梁上端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	-1加力中	56	東梁下端に曲げひび割れ発生
	-2加力中	148	接合部に負側斜めひび割れ発生
	"	150	東梁下端危険断面位置に曲げひび割れ発生
1.0%	+7加力中	530	接合部に正側斜めひび割れ発生
	"	535	正載荷時最大耐力
	-7加力中	618	接合部中央に負側斜めひび割れ発生
	-8加力中	747	剛性低下を確認
	+9加力中	790	接合部中央に正側斜めひび割れ発生
1.5%	-12加力中	1032	接合部負側斜めひび割れに沿ってかぶりコンクリートが浮き上がり
	+16ピーク	1302	接合部正側斜めひび割れに沿ってかぶりコンクリートが浮き上がり
2.0%	-20加力中	1599	破裂音を伴い南東柱主筋に沿ったひび割れが大きく拡大
	-20ピーク	1608	東梁に多数のせん断ひび割れ発生
	+21除荷	1652	接合部斜めひび割れに沿って縦のグリッド線のずれを確認
3.0%	-22加力中	1743	柱脚付け根南西出隅部のコンクリートが大きく剥落し柱主筋露出
	+24ピーク	1858	柱脚西面のかぶりコンクリートが剥落
	-24加力中	1887	柱頭付け根北東出隅部のコンクリートが剥落し横補強筋が露出
	+25加力中	1927	柱頭付け根南東出隅部のコンクリートが剥落
			その後予定した載荷履歴での加力を全て行い実験終了

表-3-1(b) 試験体 F2 イベント一覧

F2試験体

サイクル	地点	step	発生事象
0.25%	原点→A	17	東梁上端に曲げひび割れ発生
		21	東梁上端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	A→B	27	北梁上端に曲げひび割れ発生
		34	北梁上端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	C→D	49	東梁下端に曲げひび割れ発生
		55	東梁下端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	E→F	81	北梁下端に曲げひび割れ発生
	G→H	105	北梁下端危険断面位置に曲げひび割れ発生
0.5%	D	186	南面接合部に負側斜めひび割れ発生
	E→F	209	西面接合部に負側斜めひび割れ発生
	O	331	南面接合部で上端梁主筋プレートナットから正側斜めひび割れ発生
1.0%	A	397	step397記録後に南北ジャッキの暴走
			南北層間変形角1.17%まで加力後緊急停止
			荷重制御の鉛直ジャッキは除荷され、変位制御の水平ジャッキは変位保持
		398	緊急停止後
			南面および西面接合部中央に複数の正側斜めひび割れ発生
		401	軸力導入
		402	南北層間変形角を1.0%まで引き戻す
	C→D	425	南面接合部中央に負側斜めひび割れ発生
		450	南面および西面接合部中央に負側斜めひび割れ発生
	A→B	675	破裂音を伴い南西柱頭出隅部で柱主筋に沿ったひび割れが発生
1.5%	F	759	柱頭付け根北東出隅部で圧壊発生
	H	790	柱脚付け根南東出隅部で圧壊発生
		"	柱頭付け根北西出隅部で圧壊発生
	J→K	860	柱頭付け根南東出隅部で柱主筋に沿ったひび割れが大きく進展
		"	柱脚付け根北西出隅部で柱主筋に沿ったひび割れが大きく進展
	C→D	1096	破裂音を伴い南東柱頭出隅部のコンクリートが剥落
2.0%	E→F	1060	柱頭南東出隅部で約35cmにわたりコンクリートが剥落し柱主筋が露出
	H	1217	北梁上端主筋に沿ったひび割れ発生
	M	1371	北西柱脚出隅部で約10cmにわたりコンクリートが剥落
	Q	1475	西面接合部で負側斜めひび割れ沿いにかぶりコンクリートが剥落しフープ露出
	A	1526	接合部中央で柱せいを計測したところ、320mmであり、膨張を確認
3.0%	B	1572	柱頭北東出隅部で柱主筋露出
		1576	柱頭北西出隅部で約8cmにわたりコンクリートが剥落し柱主筋が露出
	E→F	1713	北梁下端東面の出隅部でコンクリートが剥落し、帯筋が露出
	H	1802	東梁上端北面の出隅部でコンクリートが剥落し、帯筋が露出
	J	1898	接合部や梁付け根のコンクリートの剥落が活発化
		"	柱主筋C1,C4が座屈しているように見える
	Q	2177	東梁下面に梁主筋EB-5に沿ったひび割れが50cm程発生
4.0%	A	2232	北梁上端東面の出隅部で梁主筋に沿ってコンクリートが浮き上がり
	A→B	2258	加力操作を停止したにもかかわらず、コアコンクリートの剥落が勝手に進行した。
			この地点で柱主筋が明瞭に座屈していることを目視で初めて確認した。
			(C2が南側に座屈、C4が西側に座屈、C6が南側に座屈)
			南側から見ると「>」の字形、西側から見ると「く」の字形に柱が変形
		2260	主筋の座屈により軸力支持能力を失ったと判断し加力終了
		2262	軸力を620kNから420kNまで低下させる
		2265	南北方向除荷
		2282	東西方向除荷
		2284	試験体柱端鋼板外面間距離は1480mmであるが、鋼板の四隅で距離を計測した (南西角:1451mm、南東角:1477mm、北西角:1471mm、北東角:1498mm)

表-3-1(c) 試験体 F3 イベント一覧

F3試験体

サイクル	地点	step	発生事象
0.25%	原点→A	15	東梁上端に曲げひび割れ発生
		"	東梁上端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	A→B	26	北梁上端危険断面位置に曲げひび割れ発生
		30	北梁上端に曲げひび割れ発生
	C→D	48	東梁下端危険断面位置に曲げひび割れ発生
		51	東梁下端に曲げひび割れ発生
	E→F	85	北梁下端危険断面位置に曲げひび割れ発生
		86	北梁下端に曲げひび割れ発生
0.5%	E→F	235	西面接合部に負側斜めひび割れ発生
	F	240	柱脚北東出隅部から柱曲げひび割れ発生
	H	270	南面接合部に負側斜めひび割れ発生
	K	324	西面接合部に正側斜めひび割れ発生
	O	383	西面接合部中央付近に負側斜めひび割れ発生
1.0%	原点→A	468	南面接合部中央付近に正側斜めひび割れ発生
	C→D	521	西面接合部中央付近に正側斜めひび割れ発生
		546	南面接合部中央に負側斜めひび割れ発生
	M	804	南面接合部の負側斜めひび割れが閉じていない
1.5%	B	1040	北梁上端東面に梁主筋に沿ったひび割れ発生
	C→D	1112	柱頭南東出隅部で縦のひび割れが発生
	D	1116	柱脚付け根北西出隅部で縦のひび割れが発生
	E→F	1185	柱頭付け根北東出隅部で縦のひび割れが発生
	G→H	1248	柱脚付け根南東出隅部で圧壊による縦のひび割れ発生
		"	柱頭北西出隅部に縦のひび割れ発生
2.0%	A→B	1585	柱脚付け根北東出隅部で圧縮力によるひび割れ発生
	B	1591	柱頭南西出隅部でコンクリート剥落
	C→D	1640	柱頭南西出隅部で大きくコンクリート剥落
	D	1646	北梁下端東面に横のひび割れが進展
	G→H	1732	柱脚南東出隅部で縦のひび割れ発生
	H	1757	柱頭南東出隅部で約5cmほどコンクリート剥落
	M	1904	南面接合部中央部が膨張
	N	1914	西面接合部中央の縦ひび割れが大きく開き膨張
	O	1950	南面接合部中央部でコンクリート剥落
			東梁下端北面に横のひび割れが進展
	Q	2004	柱頭北東出隅部でコンクリート剥落
3.0%	A→B	2093	南面・西面接合部で顕著な膨張が発生(約1cmの膨張) →南面柱中段筋の座屈を確認、西面柱中段筋も座屈していると思われる。 西面接合部に柱主筋C1に沿ったひび割れが大きく開いており、 座屈の兆候を示している可能性がある。
	A→B	2114	柱主筋C1の座屈を確認
		2119	柱が西面から見ると「く」の字形に変形している
	B	2120	南面接合部が約3cm、西面接合部が約2cm程度膨張
	C→D	2163	柱頭北西出隅部で約30cmほど剥落し、柱主筋が露出
		2179	柱頭東面の東梁付け根のコンクリートが損傷 →圧壊か、柱頭が傾いたことによることが原因か
	E→F	2227	西面接合部でかぶりコンクリートが大きく剥落
	K	2394	柱頭北面の北梁付け根のコンクリートの損傷が顕著
	L変動中	2445	接合部南西軸変位計が加力操作を停止しても縮み続け、 柱主筋の座屈が進行していると思われる
		2463	軸力が800kNとなり、操作停止時もコアコンクリートの剥落が進行した。
		2464	爆裂音とともに接合部横補強筋のフックがほどけ、剥落および座屈が進行
		2475	軸力を300kNまで低下させ、以後東西南北で除荷し実験終了

表-3-1(d) 試験体 F4 イベント一覧

サイクル	地点	step	発生事象
0.25%	原点→A	15	東梁上端に曲げひび割れ発生
	A	23	東梁上端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	A→B	26	北梁上端に曲げひび割れ発生
		29	北梁上端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	C→D	55	東梁下端に曲げひび割れ発生
	D	62	東梁下端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	E→F	82	北梁下端に曲げひび割れ発生
	F	89	北梁下端危険断面位置に曲げひび割れ発生
	F	218	南面接合部に負側斜めひび割れ発生
	J→K	298	西面接合部に正側斜めひび割れ発生
0.5%	N→O	353	西面接合部下部に負側斜めひび割れ発生
	Q	384	接合部北東出隅部にひび割れ発生。入隅ひび割れの可能性もある。
		〃	下柱東面に曲げひび割れ発生
	原点→A	432	南面接合部に正側斜めひび割れ発生
	B	460	南面接合部中央に正側斜めひび割れ発生
1.0%	C→D	506	南面接合部中央に負側斜めひび割れ発生
	D	512	西面接合部中央に正側斜めひび割れ発生
	E→F	550	西面接合部中央に負側斜めひび割れ発生
	F	563	上柱南面に曲げひび割れ発生
	G→H	611	西面から南面にかけて斜めひび割れ発生
	H	615	北梁に曲げせん断ひび割れが複数発生
	Q	873	北梁下端東面の付け根が剥落
	A→B	962	上柱南西出隅部が圧壊
	D	1050	東梁下端南面の付け根が剥落
	E→F	1120	下柱南西出隅部に縦のひび割れ発生
1.5%	H	1202	上柱北西出隅部に縦のひび割れ発生
		〃	下柱南東出隅部に縦のひび割れ発生
	J	1315	上柱北東出隅部に圧壊のひび割れ
	J→K	1351	下柱北西出隅部に柱主筋に沿ったひび割れ発生
	Q	1585	上柱南西出隅部で10cmほどコンクリート剥落
	C→D	1740	破裂音を伴い上柱南東出隅部に柱主筋に沿って大きくひび割れ発生
	D	1754	北梁下端東面に梁主筋に沿った横のひび割れ発生
	F	1808	東梁下端南面で梁主筋に沿った横のひび割れ発生
	N→O	2051	下柱北西出隅部でコンクリート剥落
	R	2144	上柱南東出隅部でコンクリート剥落
3.0%	原点→A	2181	剥落の進行が活発化する
	A	2184	上柱北東出隅部でコンクリート剥落
		〃	南面接合部のかぶりコンクリートが剥落し柱主筋露出
		2377	西面接合部のかぶりコンクリートが剥落しフープ露出
	o'	2492	上柱北西出隅部でコンクリート剥落
	Q	2837	下柱北東出隅部のコンクリートが剥落し柱主筋露出
		〃	下柱南東出隅部でコンクリート剥落
4.0%	A	2903	柱主筋C1が梁上フェース位置にて座屈しているように見える
	C→D	2969	コンクリートの剥落が断続的に発生
		2999	南面接合部中段筋が座屈してはらみだしているように見える
	H	3149	柱主筋の座屈を確認
			(C1: 全体的に東に傾き、梁上フェース位置で南に座屈、
			C2: 全体的に東に傾き、南へはらみだし、
			C4: 西方向にはらみだし)
	M	3359	柱主筋の座屈が進行
	N→O	3420	柱主筋C1が東側に座屈
	P→Q	3466	下柱鉄板に水準器を置くと右に傾いていた
以降		〃	東梁下端南面でコンクリート剥落
	o''	3538	柱主筋の座屈により、南面からみると「>」の形に柱が折れ曲がっている
			予定していた載荷履歴を終え、残存軸耐力評価のため、
			東西南北方向で除荷した後で軸圧縮試験を行った。
		3541	440kNで加力操作停止時にもコンクリートの剥落が進行
		3546	460kNまで軸力を上げたところ、接合部横補強筋H4のフックがほどけ、
			柱主筋の座屈が進行。軸力支持能力を失ったと判断し実験終了
		3541	440kNで加力操作停止時にもコンクリートの剥落が進行
		3546	460kNまで軸力を上げたところ、接合部横補強筋H4のフックがほどけ、
			柱主筋の座屈が進行。軸力支持能力を失ったと判断し実験終了

## 3.2 復元力特性

### 3.2.1 層せん断力-層間変形角関係

図 3-2 に各試験体の東西方向および南北方向の層せん断力-層間変形角関係を示す。表 3-2 に層せん断力-層間変形角関係のイベント発生地点のリスト、図 3-3 に層せん断力-層間変形角関係の比較を示す。層せん断力は、測定した梁せん断力を用いてモーメントの釣り合いから算出した。これにより、軸力の  $P-\Delta$  効果は考慮される。図中に梁曲げ終局耐力および接合部曲げ終局耐力 10) の計算値、各鉄筋の降伏発生時を示す。なお、図 6、図 7 の接合部曲げ終局耐力計算値は高軸力あるいは低軸力下における 1 方向加力状態のものである。そのため、2 方向加力時に柱梁接合部が曲げ破壊したが（後述）、各加力方向の実験値は接合部曲げ終局耐力計算値に達していない。

平面試験体 F1 はエネルギー吸収性能に乏しいスリップ型の履歴形状となった。立体試験体でも平面試験体ほどではないが、全試験体においてスリップ性状を示した。

平面試験体 F1 は正側では梁曲げ終局耐力を 7% 下回り、負側では接合部曲げ終局耐力を 6% 下回った。梁主筋は正側で層間変形角 0.7%，負側で 1.0% において降伏した。接合部横補強筋は層間変形角 -0.7% において、接合部に主対角ひび割れが発生すると同時に降伏した。立体試験体では正側で層間変形角 2.0% から耐力が低下しているが、F1 では同 3.0% まで耐力をほとんど維持している。負側では立体試験体が同 1.0%~1.5% の間で耐力低下するのに対し、F1 では同 -3.0% まで耐力を保持した。また、層間変形角 2.0% 以降に繰り返しによる耐力低下が著しかった。層間変形角 -2.0% では柱フェース位置で柱主筋が引張降伏し、-3.0% では入隅部の柱主筋が引張降伏した。柱主筋は層間変形角 3.7% において西側上部および東側下部において圧縮降伏した。

試験体 F2 は正側では梁曲げ終局耐力を 1~2% 下回り、負側では接合部曲げ終局耐力 11~19% 下回った。梁主筋は東西および南北方向においてそれぞれ正側で層間変形角 0.8% および 1.2%，負側で -0.6% および -0.9% において降伏した。接合部横補強筋は加力操作の不具合により層間変形角 1.0% の地点 B において軸力が 0 となったため、その時に降伏した。南北層間変形角 -0.84% では梁フェース位置で柱主筋が引張降伏した。柱主筋は層間変形角 2.0% 地点 A において西面の柱中段筋が圧縮降伏した。

長期軸力が 0.04 で軸力を層間変位に比例させた試験体 F3 は、正側では梁曲げ終局耐力を 6~7% 下回り、負側では接合部曲げ終局耐力 7~23% 下回った。梁主筋は東西および南北において正側で層間変形角 0.8%，負側で -0.7% および -0.9% にて降伏した。接合部横補強筋は東西層間変形角 -0.8% において降伏した。南北層間変形角 -0.7% では梁フェース位置で柱主筋が引張降伏し、層間変形角 1.5% の地点 L で軸力変動中に南西柱主筋が上端梁主筋位置で圧縮降伏した。

接合部横補強筋の多い試験体 F4 は、正側では梁曲げ終局耐力を 4~6% 下回り、負側では接合部曲げ終局耐力 1~12% 下回った。梁主筋はそれぞれ正側で層間変形角 0.7% および 0.9%，負側で -0.6~-0.9% において降伏した。接合部横補強筋は東西層間変形角 -0.9% において降伏した。柱主筋は層間変形角 -0.7% で引張降伏し、層間変形角 2.0% 地点 I から原点への除荷中に圧縮降伏した。

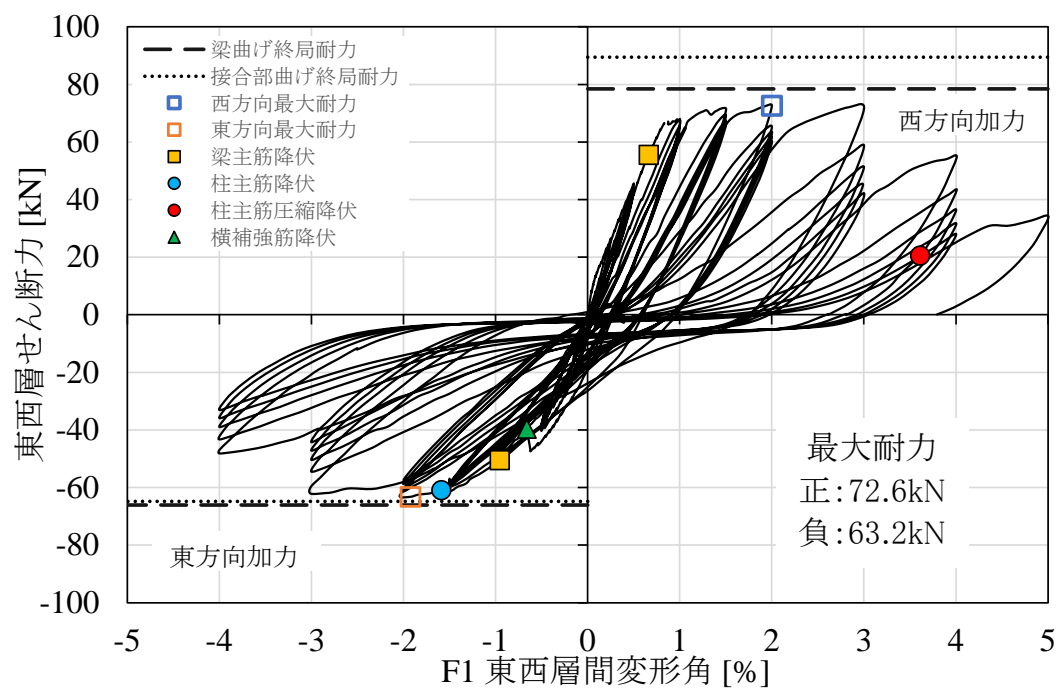
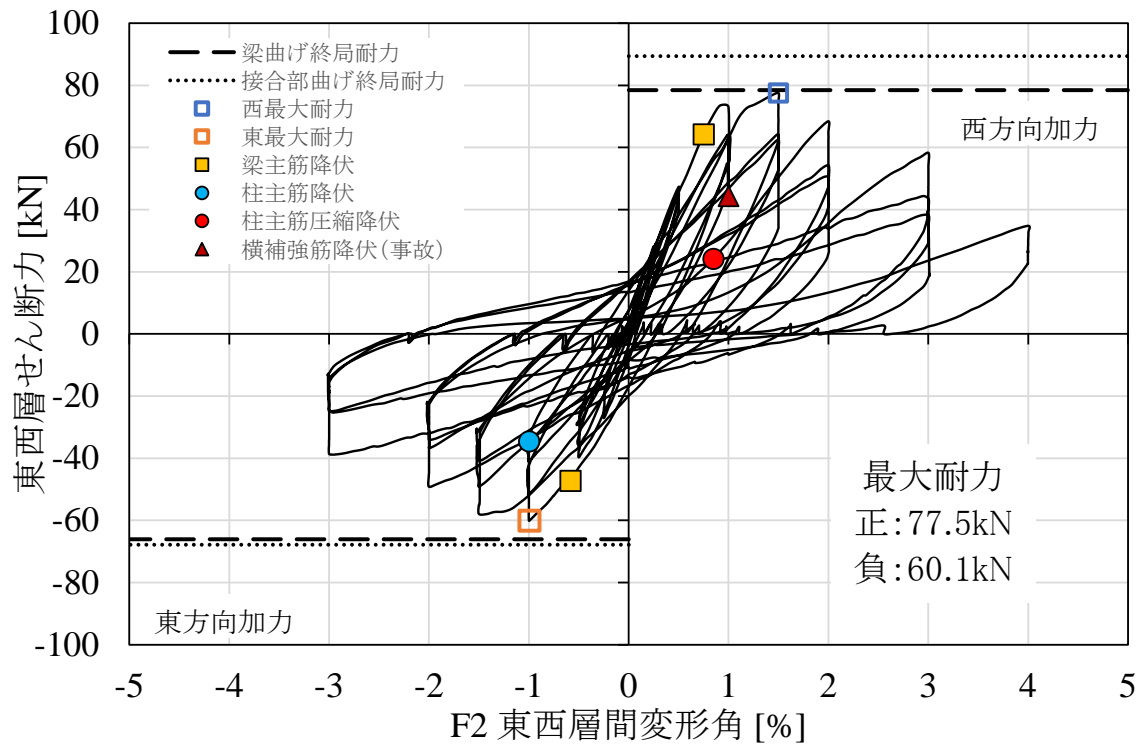
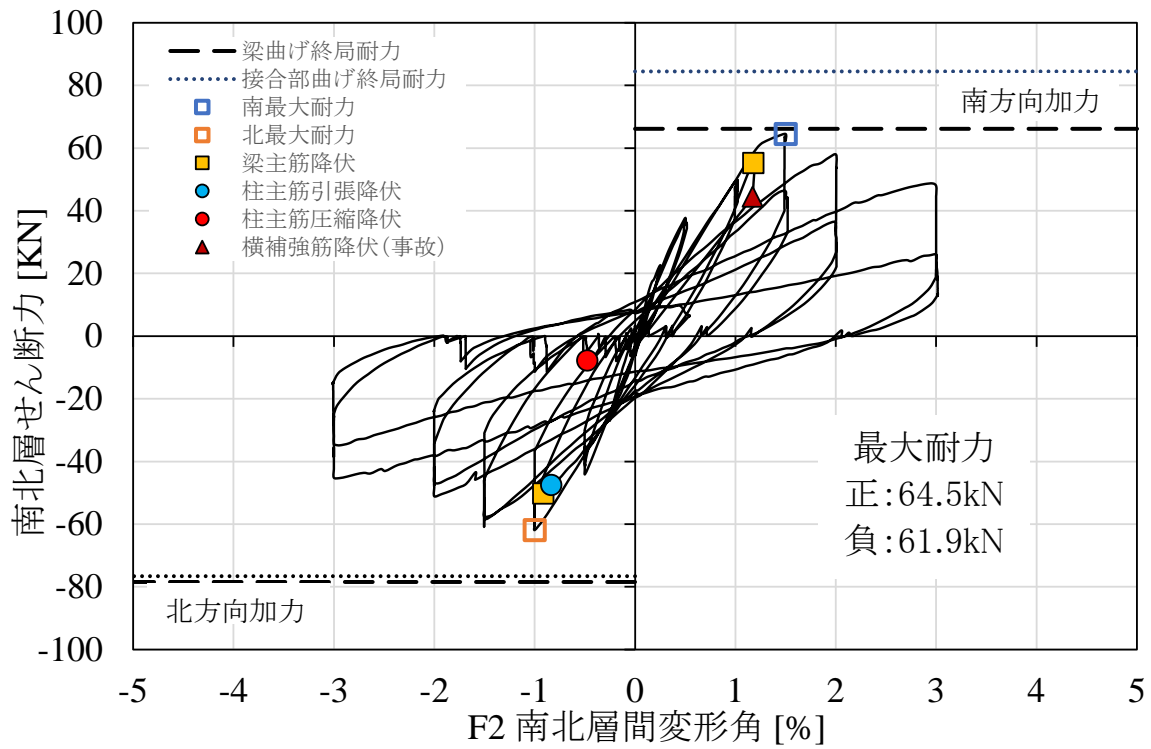


図 3-2(a) 層せん断力-層間変形角関係 (試験体 F1)



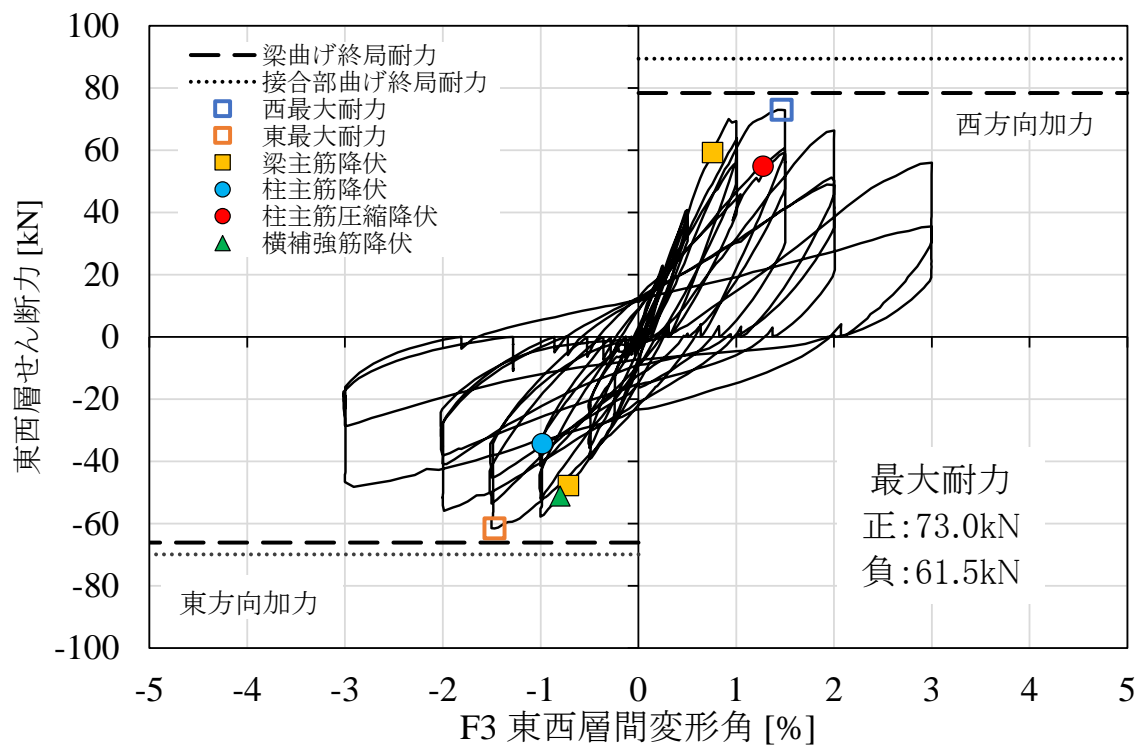


(b-1) 東西方向

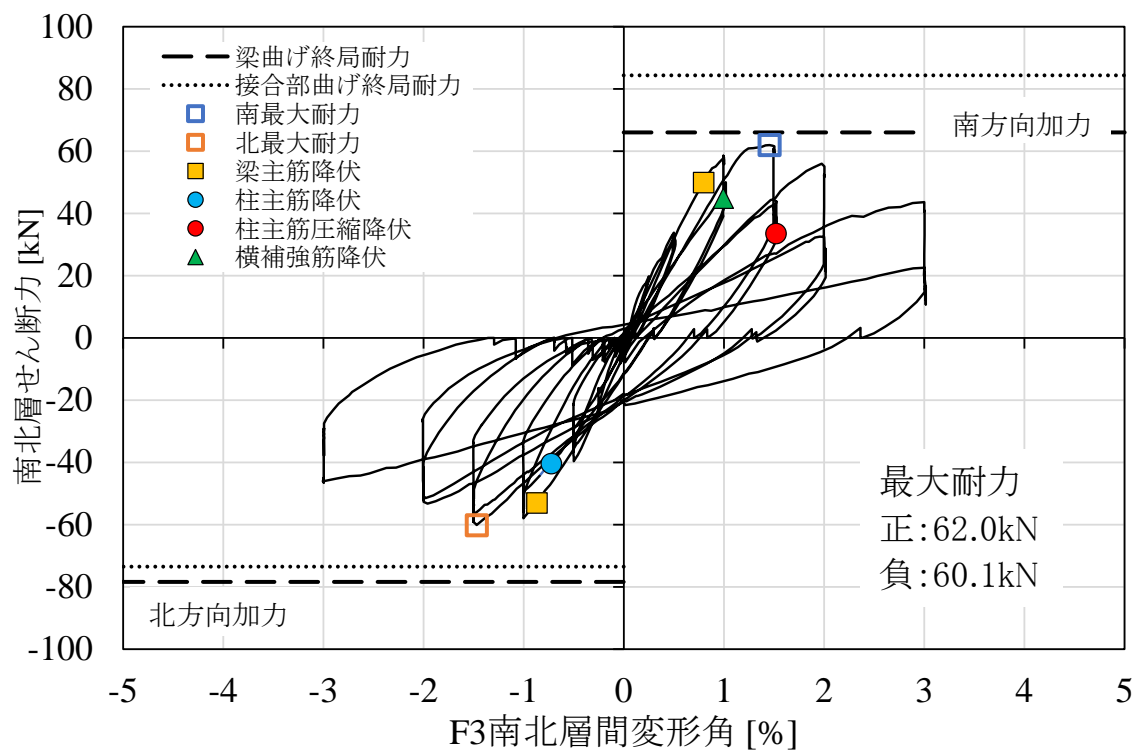


(b-2) 南北方向

図 3-2(b) 層せん断力-層間変形角関係 (試験体 F2)

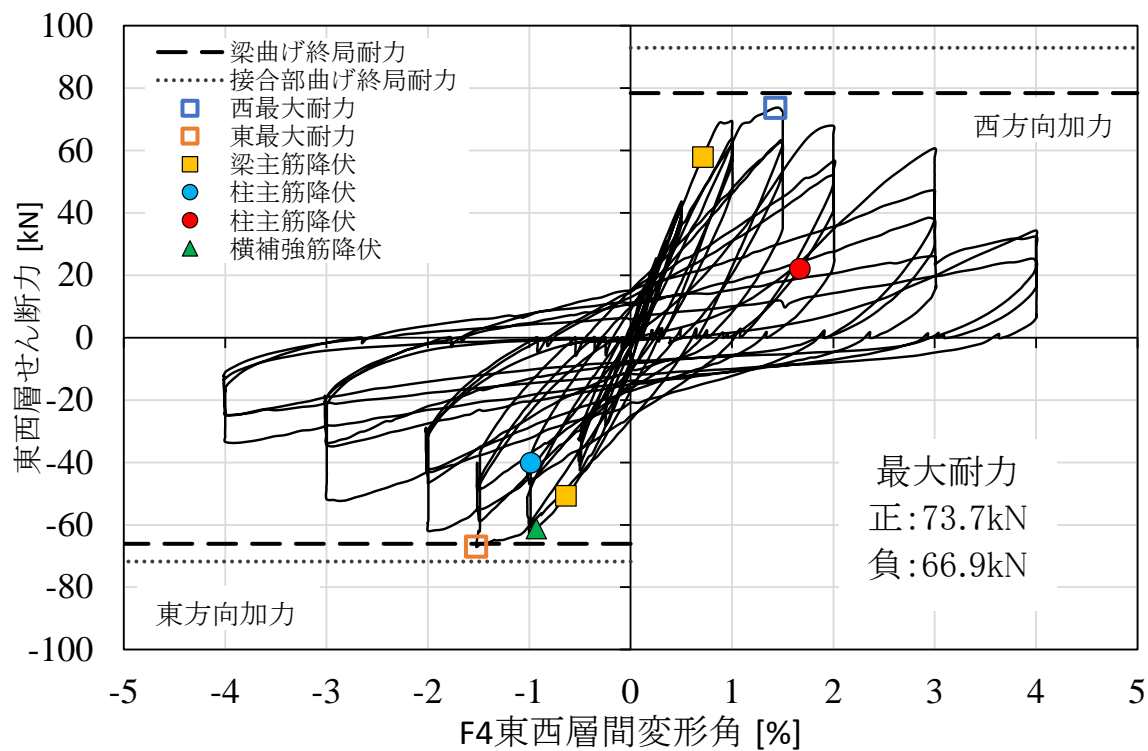


(c-1) 東西方向

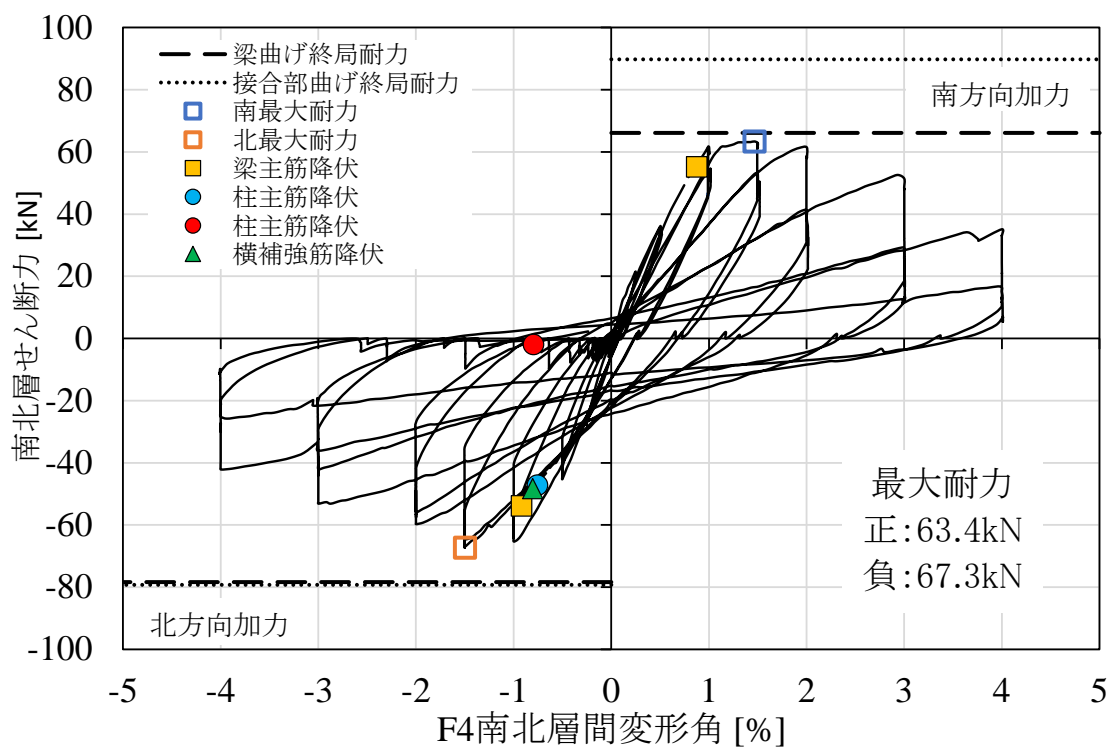


(c-2) 南北方向

図 3-2(c) 層せん断力-層間変形角関係 (試験体 F3)



(d-1) 東西方向



(d-2) 南北方向

図 3-2(d) 層せん断力-層間変形角関係 (試験体 F4)

表-3-2(a) 試験体 F1 鉄筋降伏時の層せん断力・層間変形角

F1	地点	step	東西R(%)	東西層せん断力(kN)
西方向最大耐力	2.0%cycle1ピーク	1377	2.00	72.60
東方向最大耐力	-2.0%cycle1ピーク	1410	-1.93	-63.22
東梁主筋降伏(西)	1.0%cycle1加力中	522	0.66	55.63
東梁主筋降伏(東)	-1.0%cycle1加力中	632	-0.96	-50.43
柱主筋降伏	-2.0%cycle1加力中	1406	-1.59	-60.82
柱主筋圧縮降伏	4.0%cycle2除荷中	2187	3.61	20.57
横補強筋降伏	-1.0%cycle1加力中	618	-0.66	-39.65

表-3-2(b) 試験体 F2 鉄筋降伏時の層せん断力・層間変形角

F2	地点	step	東西R(%)	東西層せん断力(kN)	南北R(%)	南北層せん断力(kN)
西方向最大耐力	1.5%A	662	1.50	77.50	-0.05	-6.39
東方向最大耐力	1.0%D	427	-0.99	-60.12	0.99	37.55
南方向最大耐力	1.5%B	678	1.50	62.72	1.50	64.51
北方向最大耐力	1.0%O	595	1.00	46.74	-1.00	-61.92
東梁主筋降伏(西)	1.0%原点→A	394	0.75	64.21	0.01	-2.70
東梁主筋降伏(東)	1.0%C→D	422	-0.59	-47.24	0.99	41.64
北梁主筋降伏(南)	1.0%A→B	401	0.99	54.33	1.18	55.33
北梁主筋降伏(北)	1.0%E→F	455	-1.00	-33.85	-0.92	-50.13
柱主筋降伏	1.0%E→F	454	-1.00	-34.55	-0.84	-47.44
柱主筋圧縮降伏	2.0%O→A	1026	0.85	24.17	-0.48	-7.69
横補強筋降伏(東西)	1.0%A→B	398	1.00	44.34	1.17	44.44
横補強筋降伏(南北)	1.0%A→B	398	1.00	44.34	1.17	44.44

表-3-2(c) 試験体 F3 鉄筋降伏時の層せん断力・層間変形角

F3	地点	step	東西R(%)	東西層せん断力(kN)	南北R(%)	南北層せん断力(kN)
西方向最大耐力	1.5%A	1001	1.46	73.00	-0.01	-5.29
東方向最大耐力	1.5%D	1115	-1.47	-61.52	1.49	36.15
南方向最大耐力	1.5%A→B	1038	1.50	60.32	1.46	62.02
北方向最大耐力	1.5%O	1450	1.50	30.96	-1.47	-60.12
東梁主筋降伏(西)	1.0%原点→A	466	0.76	59.32	0.03	-2.60
東梁主筋降伏(東)	1.0%C→D	547	-0.72	-47.74	0.99	41.24
北梁主筋降伏(南)	1.0%A→B	492	1.00	62.02	0.80	50.03
北梁主筋降伏(北)	1.0%N→O	856	1.01	41.74	-0.87	-52.93
柱主筋降伏	1.0%E→F	601	-0.99	-34.25	-0.72	-40.35
柱主筋圧縮降伏	1.5%L→M	1404	1.27	54.93	1.52	33.66
横補強筋降伏(東西)	1.0%C→D	549	-0.80	-51.13	0.99	40.85
横補強筋降伏(南北)	1.0%C→D	537	-0.29	-29.96	0.99	44.94

表-3-2(d) 試験体 F4 鉄筋降伏時の層せん断力・層間変形角

F4	地点	step	東西R(%)	東西層せん断力(kN)	南北R(%)	南北層せん断力(kN)
西方向最大耐力	1.5%原点→A	932	1.43	73.70	-0.03	-5.99
東方向最大耐力	1.5%D	1050	-1.52	-66.91	1.50	44.44
南方向最大耐力	1.5%B	971	1.50	62.22	1.47	63.42
北方向最大耐力	1.5%G圧縮後	1152	-0.54	-5.79	-1.50	-67.31
東梁主筋降伏(西)	1.0%原点→A	427	0.71	57.92	0.02	-2.90
東梁主筋降伏(東)	1.0%C→D	503	-0.64	-50.63	0.99	49.43
北梁主筋降伏(南)	1.0%A→B	456	1.00	60.52	0.87	55.33
北梁主筋降伏(北)	1.0%E→F	561	-0.99	-38.55	-0.92	-53.73
柱主筋降伏	1.0%E→F	557	-0.99	-40.05	-0.76	-47.14
柱主筋圧縮降伏	2.0%I→O'	1884	1.67	22.17	-0.80	-1.90
横補強筋降伏(東西)	1.0%C→D	510	-0.93	-61.22	0.99	46.54
横補強筋降伏(南北)	1.0%E→F	558	-0.99	-39.45	-0.81	-48.24

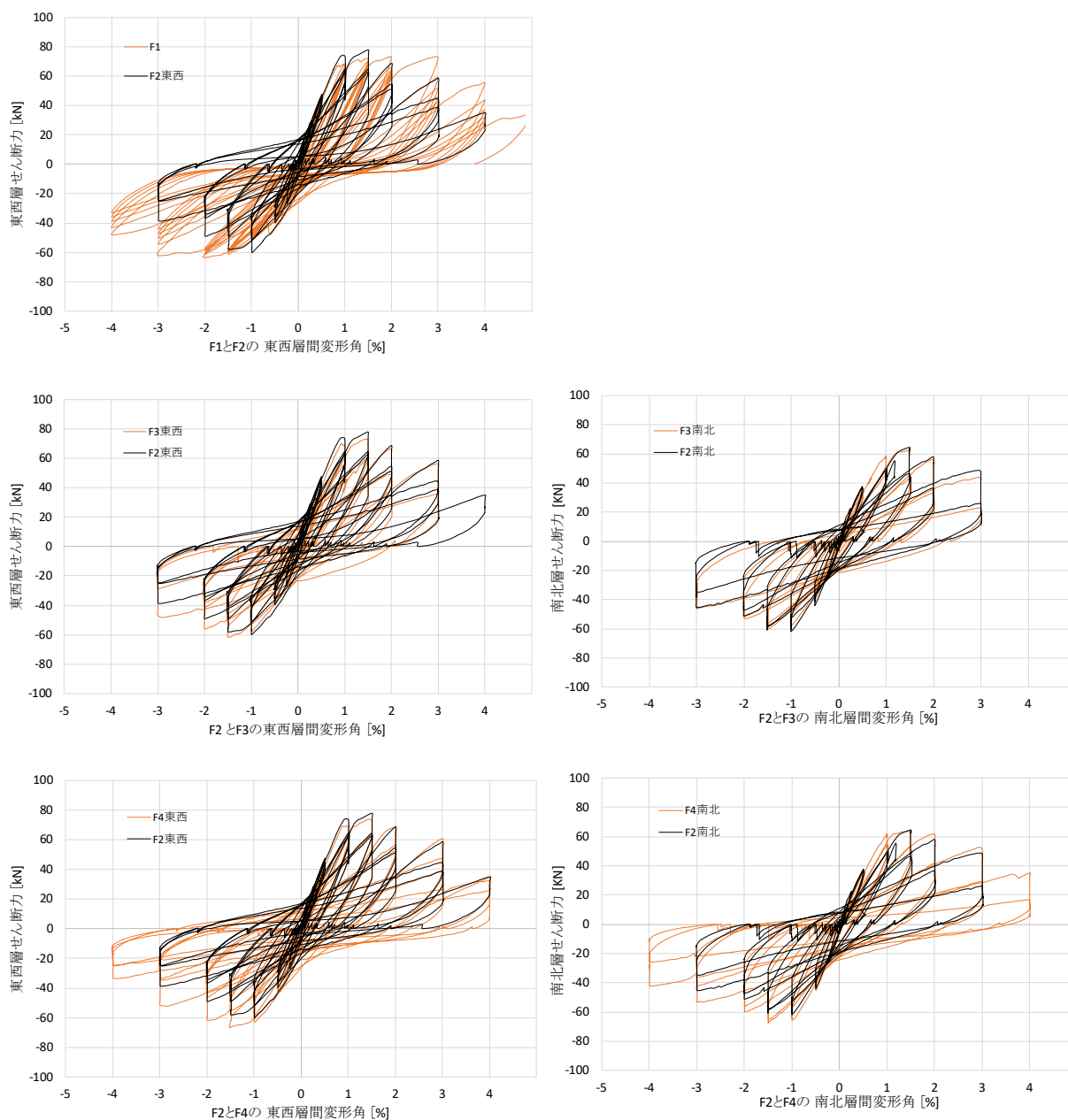
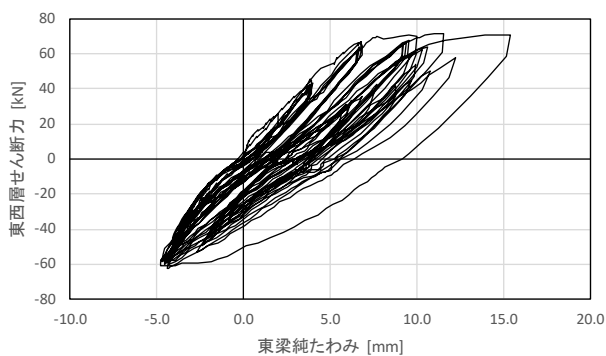


図 3-3 F2 試験体との層せん断力-層間変形角関係の比較

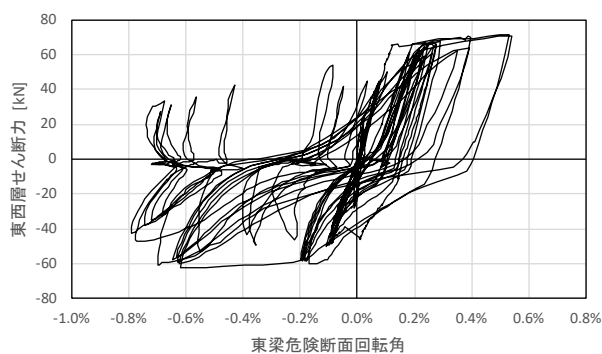
### 3.2.2 梁の復元力特性

各加力方向における梁たわみおよび梁の回転角・梁せん断力関係を図 3-8～図 3-10 に示す。全試験体の梁特性は梁の柱フェース断面のひび割れ開口による回転と、梁端部での梁のたわみ変形（以降、純たわみと呼ぶ）を分けて計測した。

#### (1) 試験体 F1



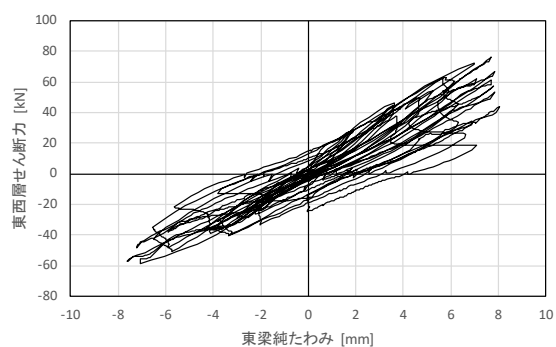
(a-1) 東西層せん断力・東梁純たわみ関係



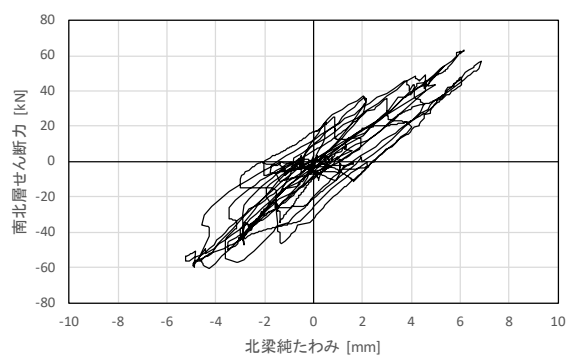
(a-2) 東西層せん断力・東梁柱フェース断面回転関係

図 3-4(a) 梁の復元力特性（試験体 F1）

## (2) 試験体 F2



(b-1) 東西層せん断力-東梁純たわみ関係



(b-2) 南北層せん断力-北梁純たわみ関係

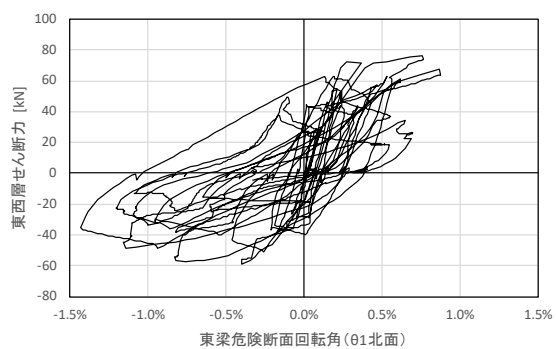
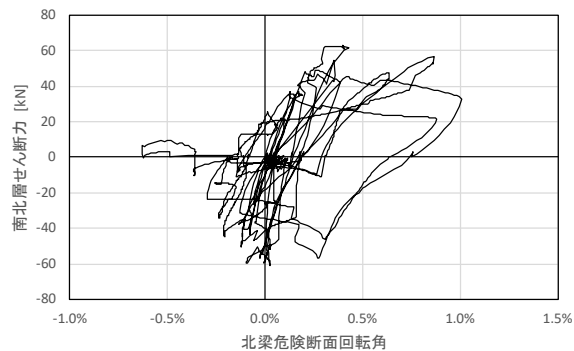
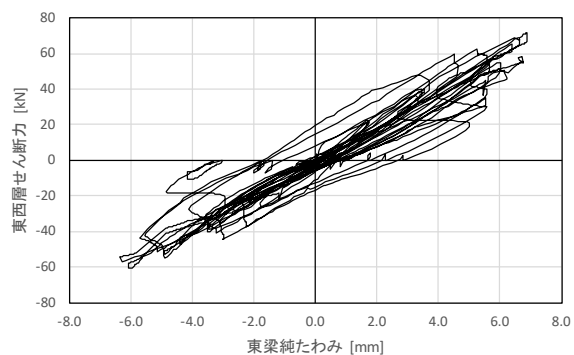
(b-3) 東西層せん断力-東梁柱フェース断面  
回転関係(b-4) 南北層せん断力-北梁柱フェース断面  
回転関係

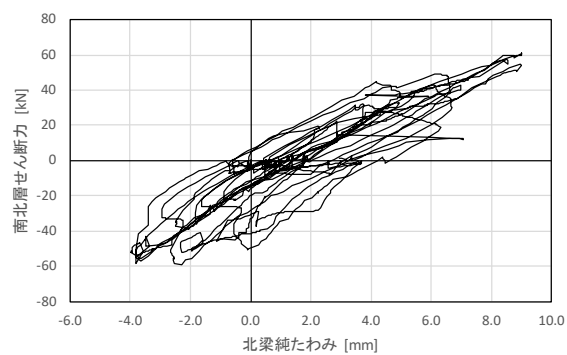
図 3-4(b) 梁の復元力特性 (試験体 F2)



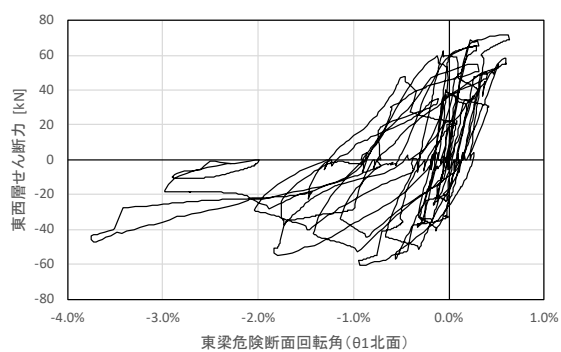
(3) 試験体 F3



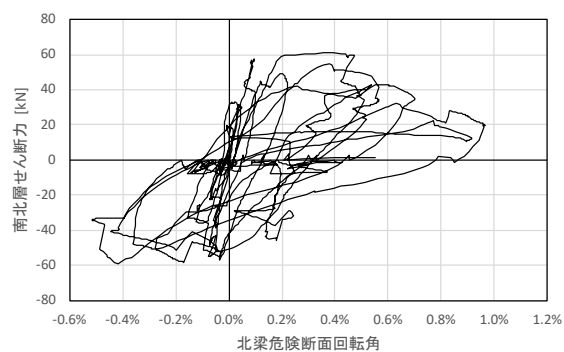
(c-1) 東西層せん断力-東梁純たわみ関係



(c-2) 南北層せん断力-北梁純たわみ関係



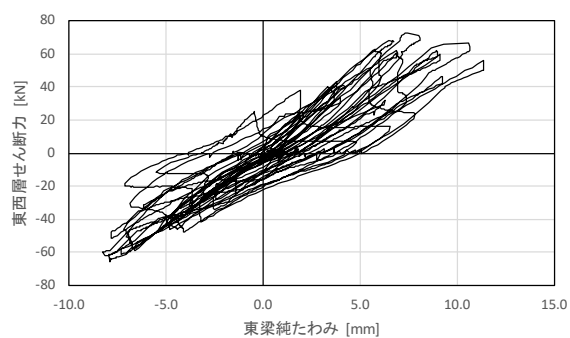
(c-3) 東西層せん断力-東梁柱フェース断面  
回転関係



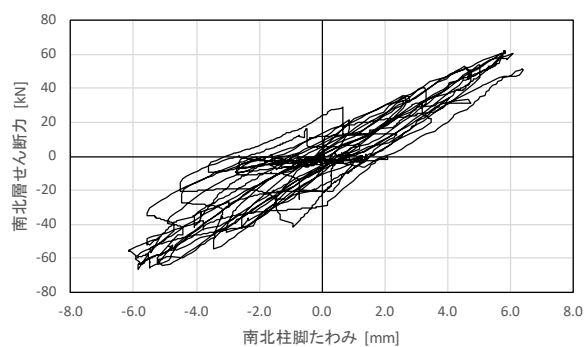
(c-4) 南北層せん断力-北梁柱フェース断面  
回転関係

図 3-4(c) 梁の復元力特性 (試験体 F3)

## (4) 試験体 F4



(d-1) 東西層せん断力・東梁純たわみ関係



(d-2) 南北層せん断力・北梁純たわみ関係

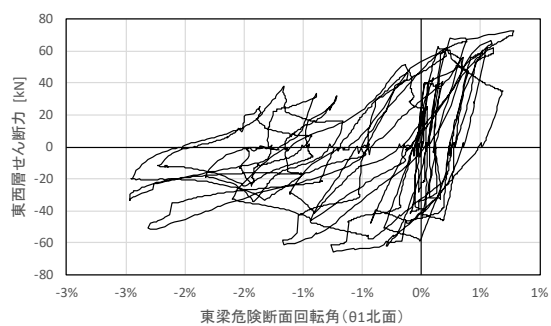
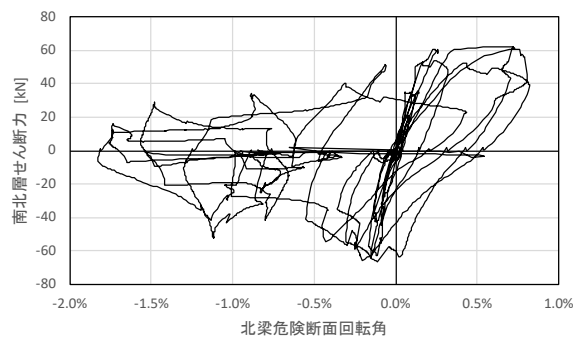
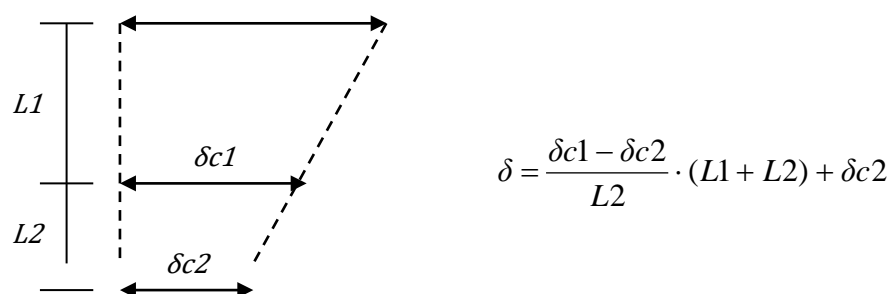
(d-3) 東西層せん断力・東梁柱フェース断面  
回転関係(d-4) 南北層せん断力・北梁柱フェース断面  
回転関係

図 3-4(d) 梁の復元力特性 (試験体 F4)

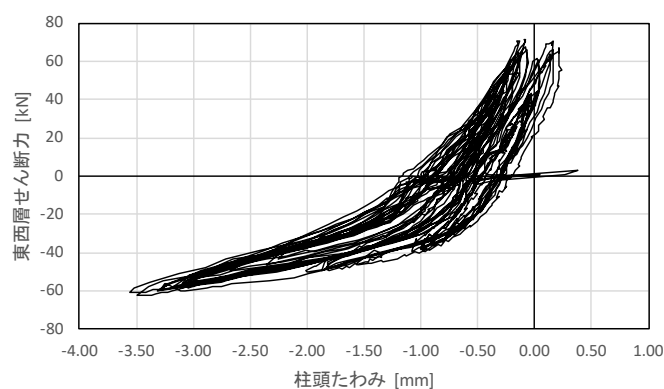
### 3.2.3 柱の復元力特性

図 3-5(a)~(d)に層せん断力-柱たわみ関係を示す。柱頭加力点でのたわみは変位計による直接の測定ができないため、2つの柱頭の変位計の出力を線形補完し算出した。下図に柱頭たわみの算出法を示す。

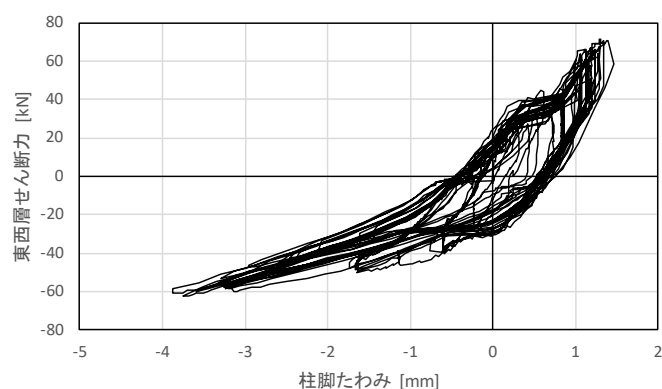


柱頭たわみ算出法

#### (1) 試験体 F1



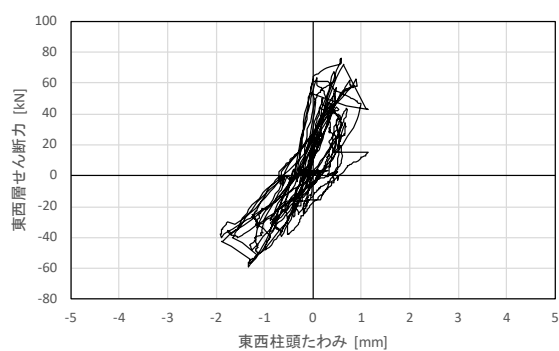
(a-1) 東西層せん断力-柱頭たわみ関係



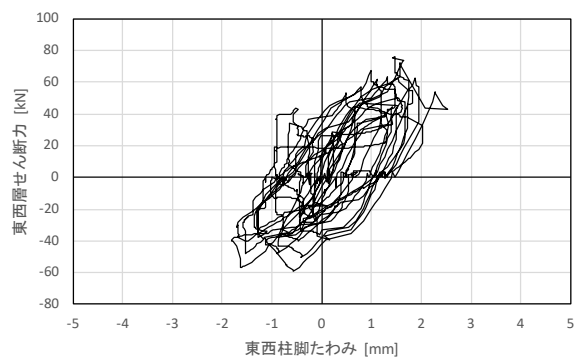
(a-2) 東西層せん断力-柱脚たわみ関係

図 3-5(a) 柱の復元力特性 (試験体 F1)

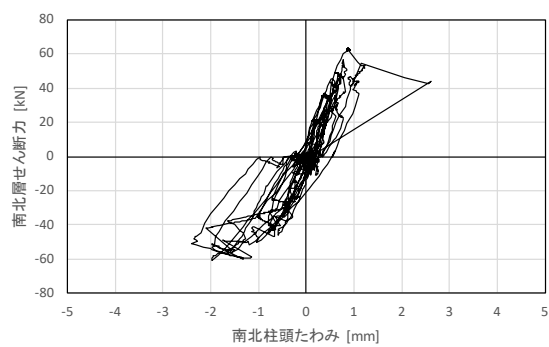
## (2) 試験体 F2



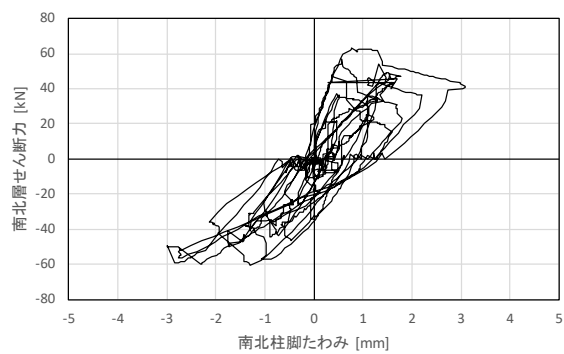
(b-1) 東西層せん断力-柱頭たわみ関係



(b-2) 東西層せん断力-柱脚たわみ関係



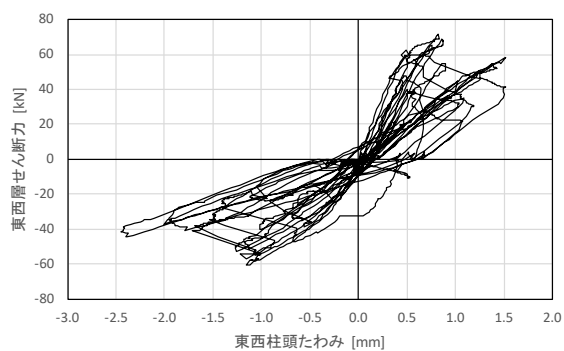
(b-3) 南北層せん断力-柱頭たわみ関係



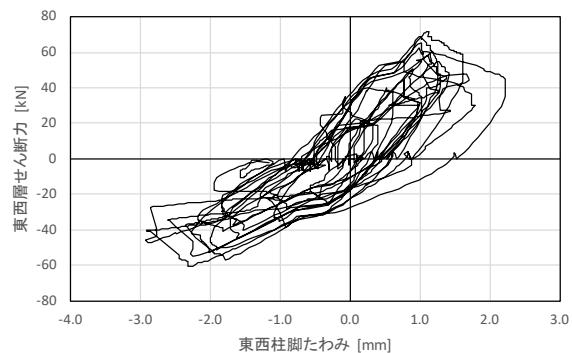
(b-4) 南北層せん断力-柱脚たわみ関係

図 3-5(b) 柱の復元力特性 (試験体 F2)

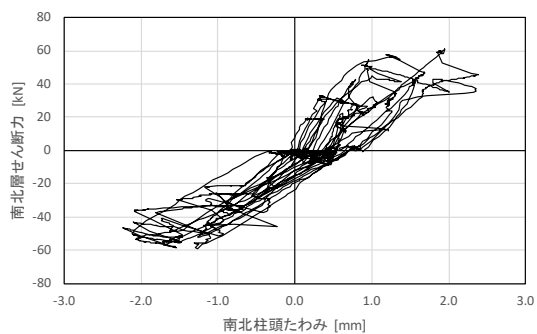
## (3) 試験体 F3



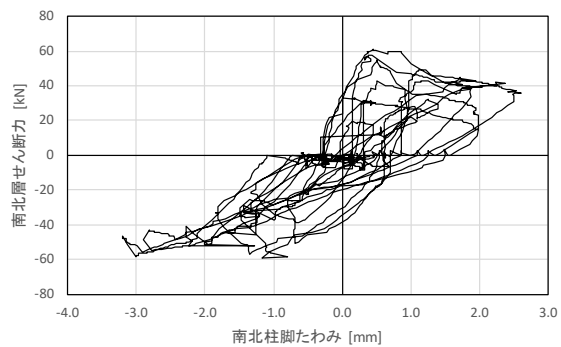
(c-1) 東西層せん断力-柱頭たわみ関係



(c-2) 東西層せん断力-柱脚たわみ関係



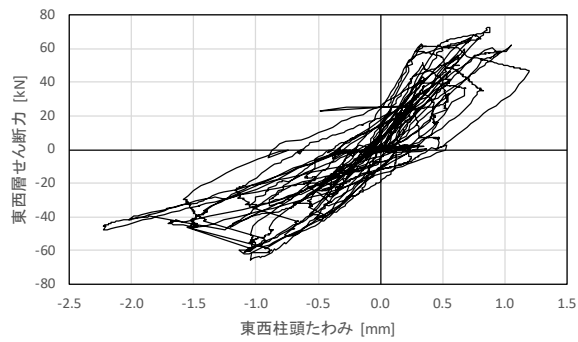
(c-3) 南北層せん断力-柱頭たわみ関係



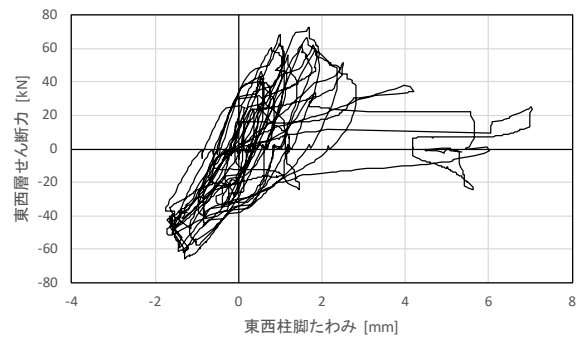
(c-4) 南北層せん断力-柱脚たわみ関係

図 3-5(c) 柱の復元力特性 (試験体 F3)

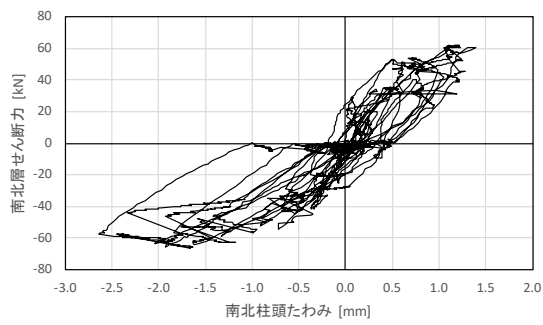
(4) 試験体 F4



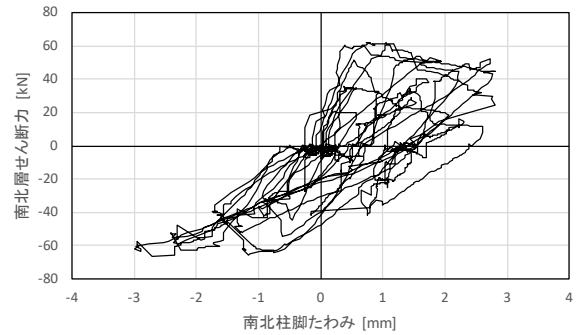
(d-1) 東西層せん断力-柱頭たわみ関係



(d-2) 東西層せん断力-柱脚たわみ関係



(d-3) 南北層せん断力-柱頭たわみ関係



(d-4) 南北層せん断力-柱脚たわみ関係

図 3-5(d) 柱の復元力特性 (試験体 F4)

### 3.2.4 柱梁接合部の復元力特性

図 3-6(a)~(d)に層せん断力-接合部変形関係を示す。算出方法は 3.4 部分架構の変形成分割合にて詳述する。

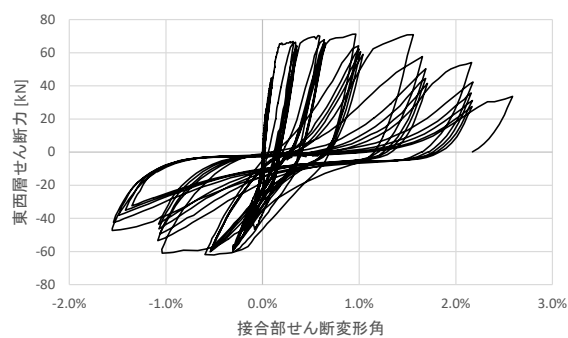
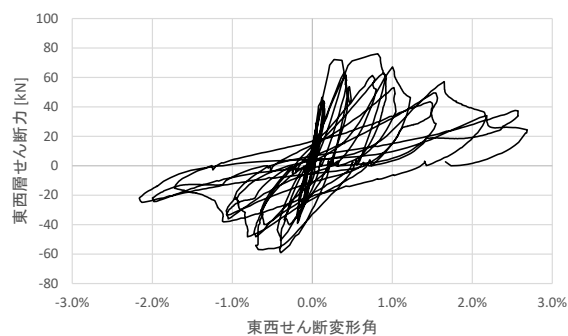
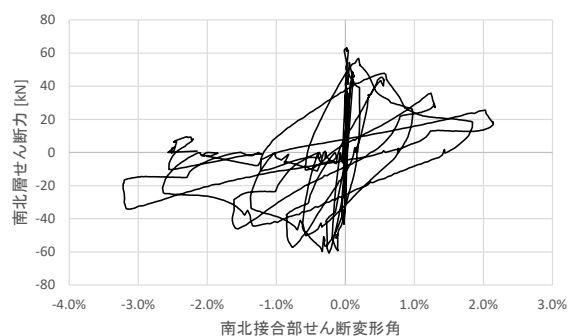


図 3-6(a) 層せん断力-接合部変形関係（試験体 F1）

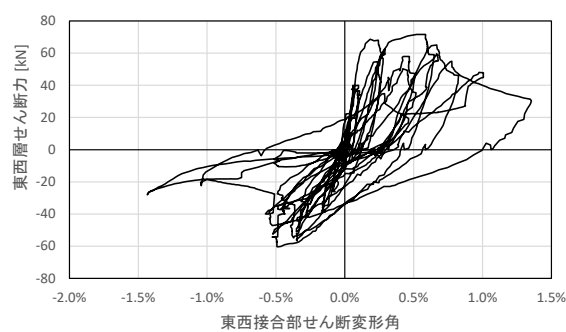


(b-1) 東西層せん断力-接合部せん断変形角関係

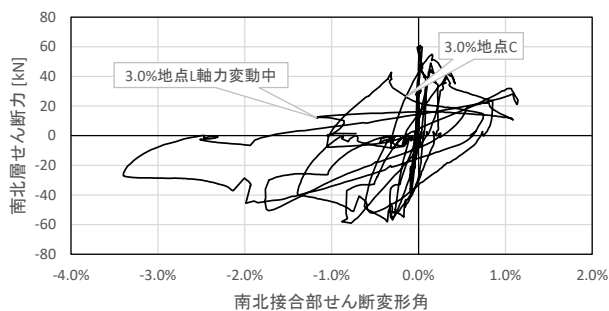


(b-2) 南北層せん断力-接合部せん断変形角関係

図 3-6(b) 層せん断力-接合部変形関係（試験体 F2）

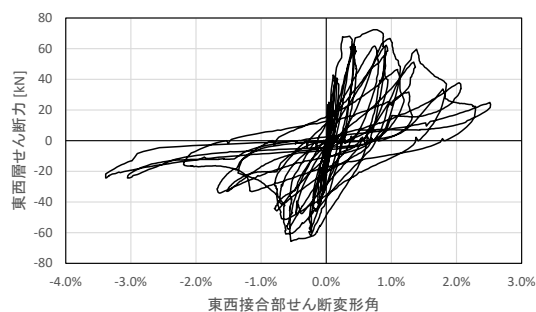


(c-1) 東西層せん断力-接合部せん断変形角関係

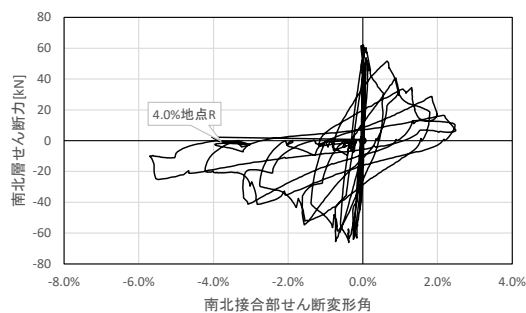


(c-2) 南北層せん断力-接合部せん断変形角関係

図 3-6(c) 層せん断力-接合部変形関係 (試験体 F3)



(d-1) 東西層せん断力-接合部せん断変形角関係



(d-2) 南北層せん断力-接合部せん断変形角関係

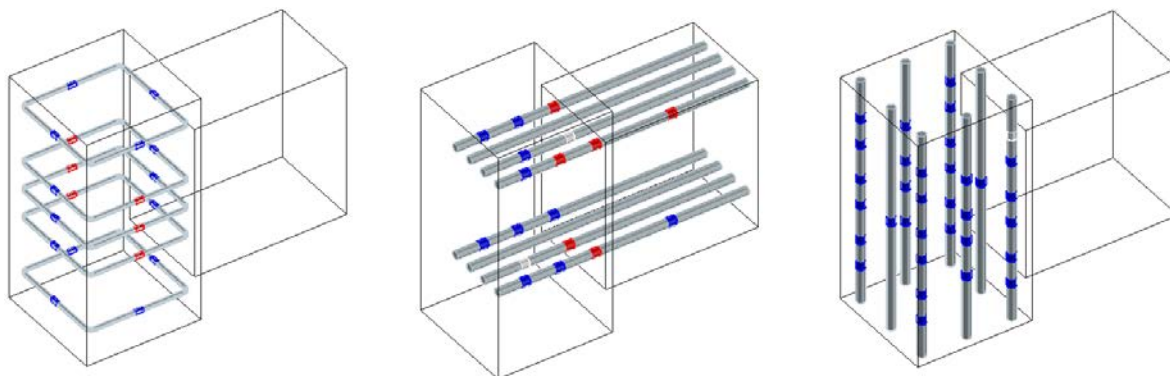
図 3-6(d) 層せん断力-接合部変形関係 (試験体 F4)



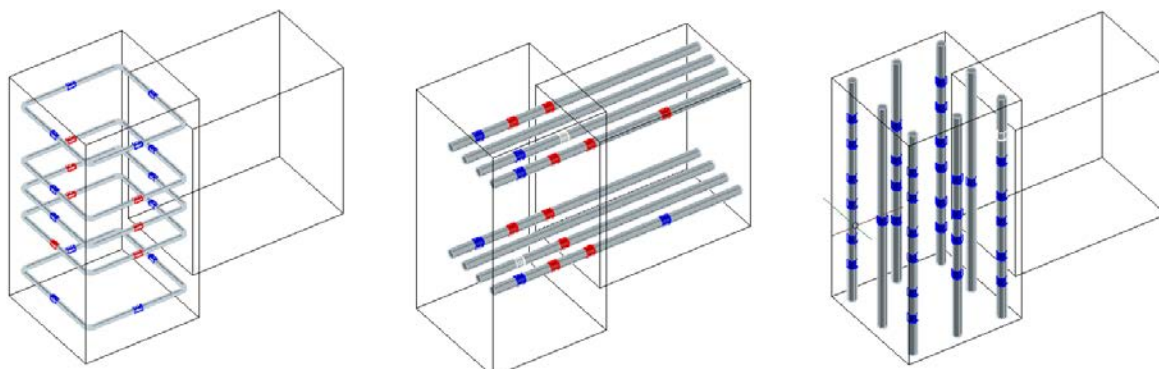
### 3.3 ひずみ分布

#### 鉄筋降伏状況

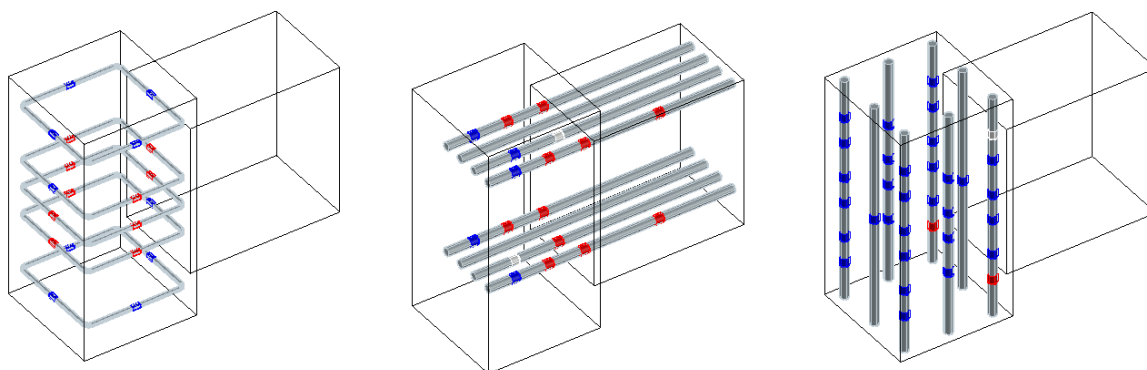
図 3-10~13 に各種鉄筋の降伏状況を示す。なお、2.3 節に示した鉄筋 D6 (SD295A) の降伏ひずみ (0.40%) は 0.2% オフセット法によるが、実験結果の検討における D6 鉄筋の降伏の判定では材料試験による応力・ひずみ関係をバイリニアモデルに置換したときの 2 次勾配開始点である 0.21% を使用した。



層間変形角 1.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

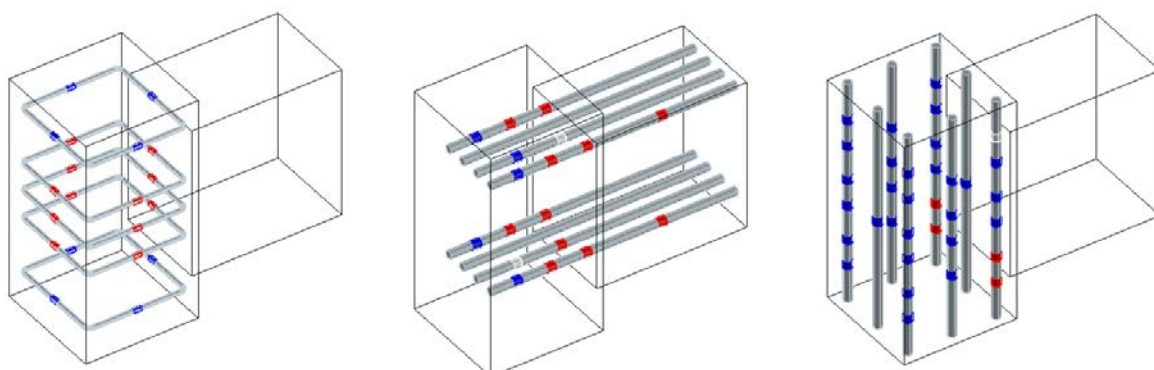


層間変形角 1.5%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

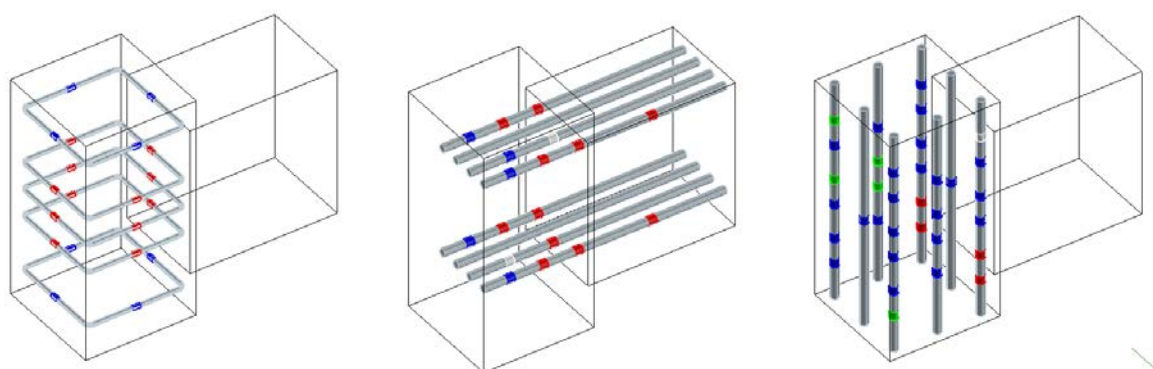


層間変形角 2.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

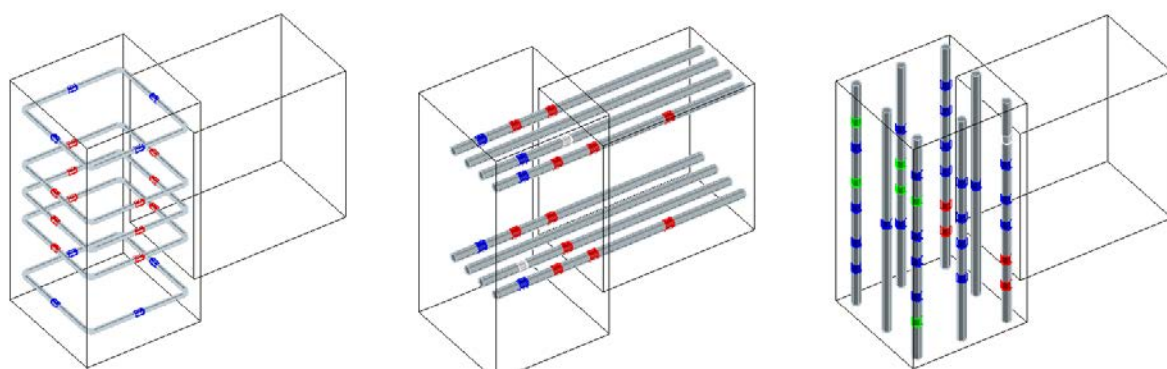
図 3-10 鉄筋降伏状況 (試験体 F1)



層間変形角 3.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

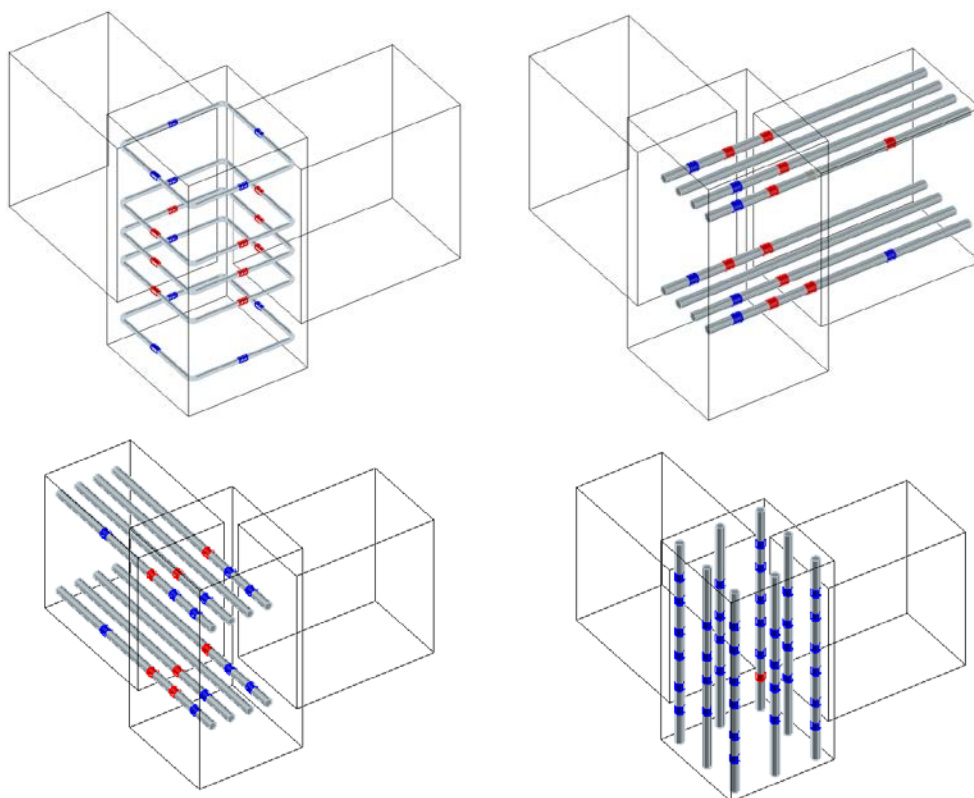


層間変形角 4.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

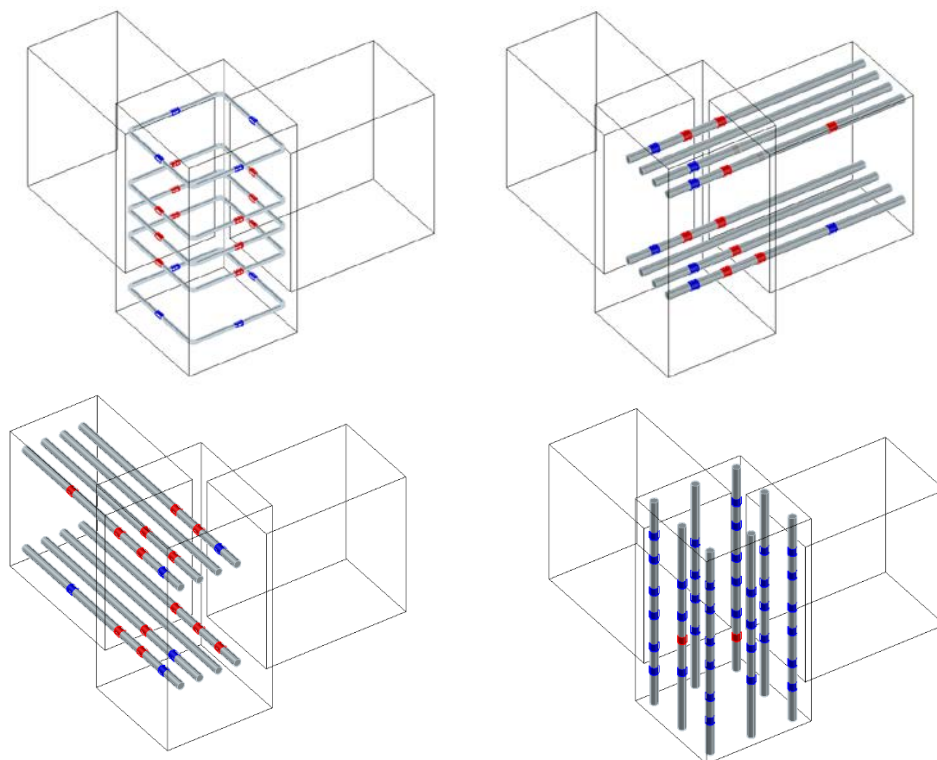


層間変形角 5.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-10 鉄筋降伏状況（試験体 F1）

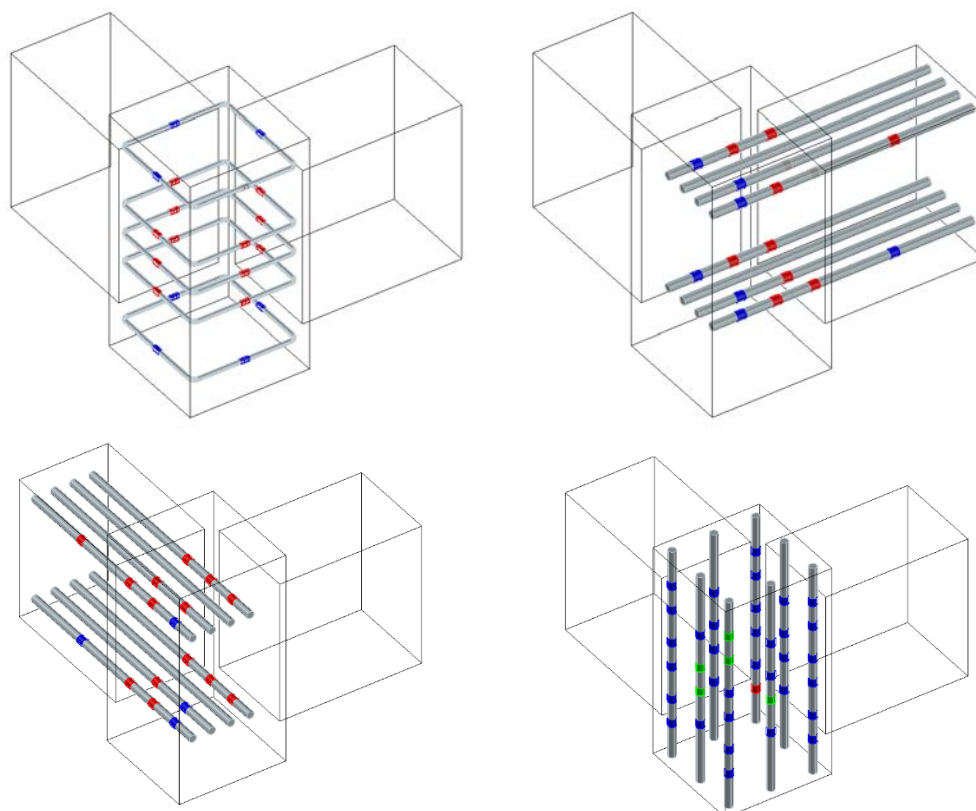


層間変形角 1.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

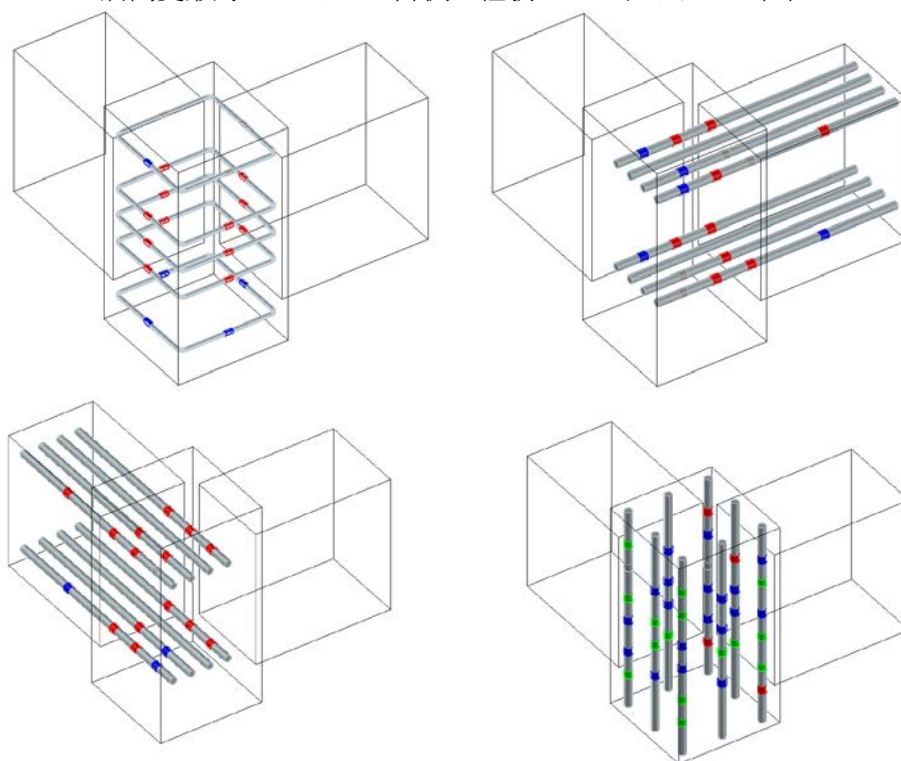


層間変形角 1.5%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-11 鉄筋降伏状況（試験体 F2）



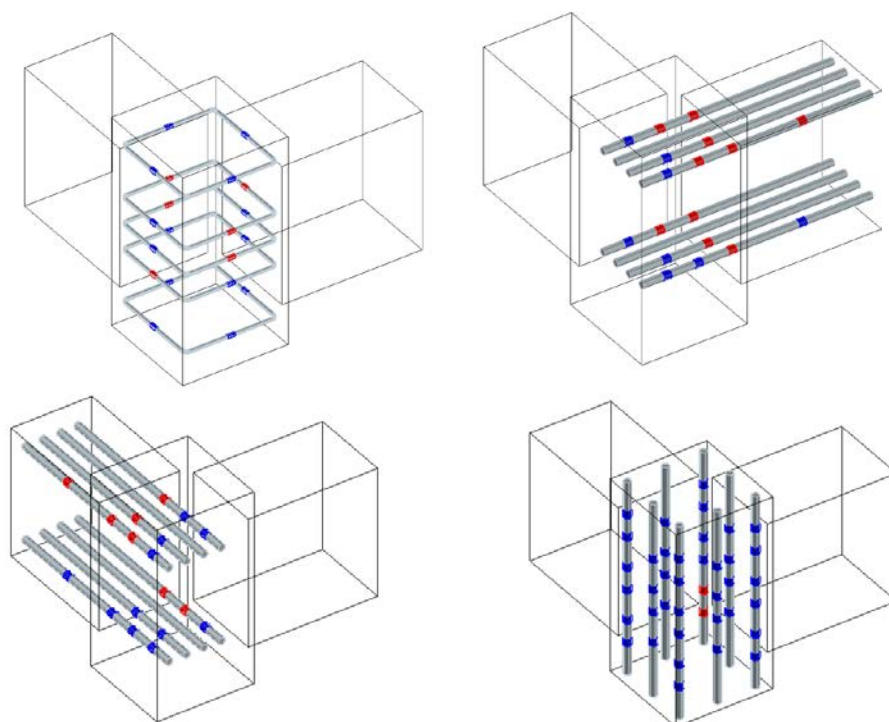
層間変形角 2.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置



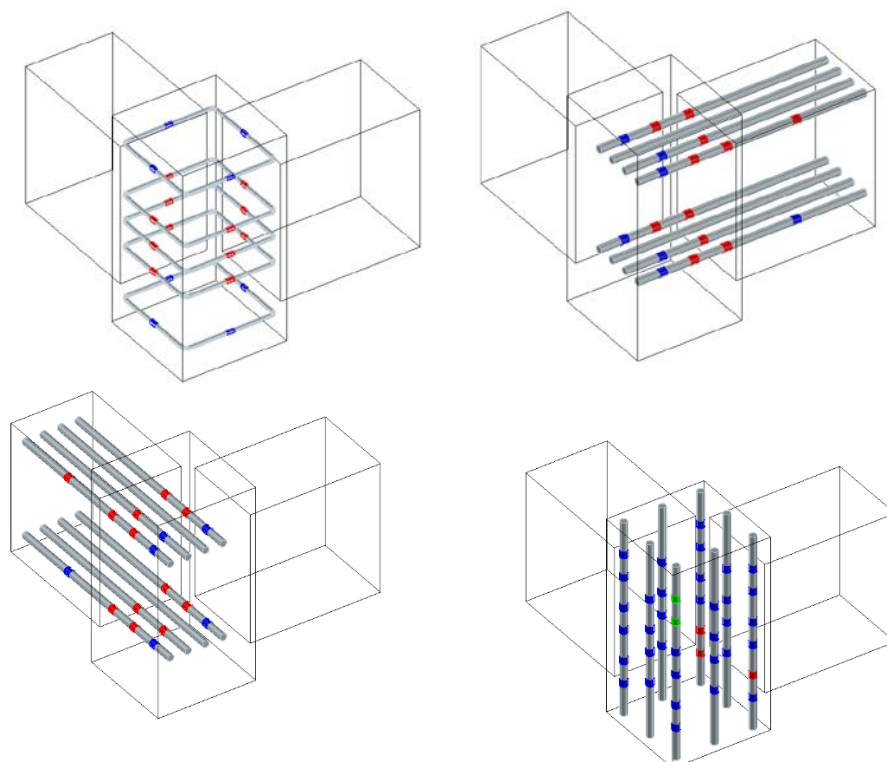
層間変形角 3.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-11 鉄筋降伏状況（試験体 F2）



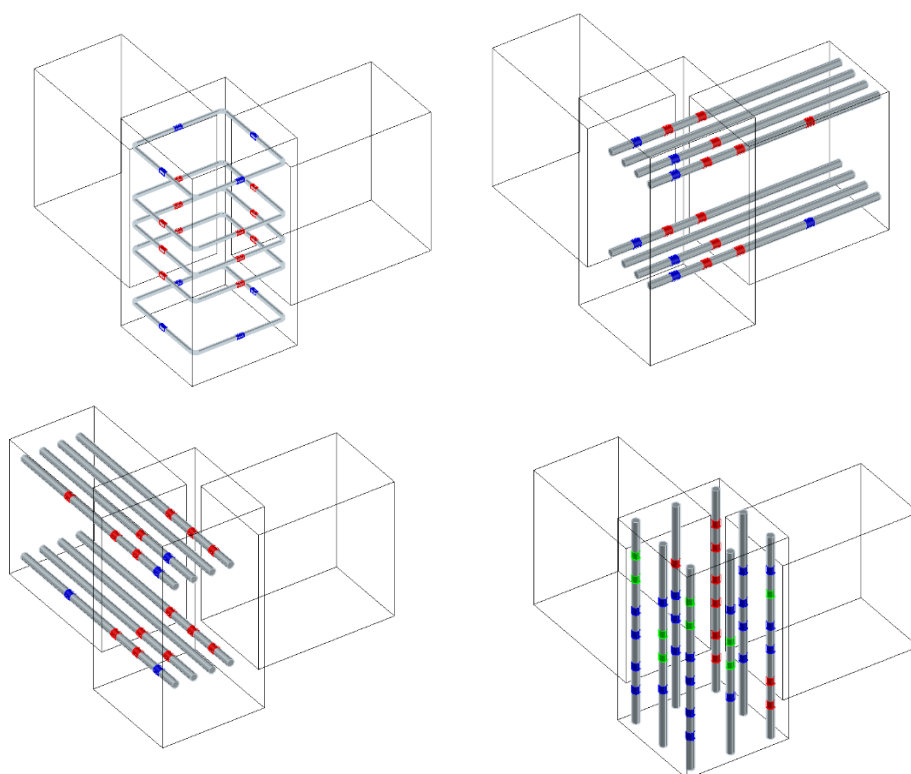


層間変形角 1.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

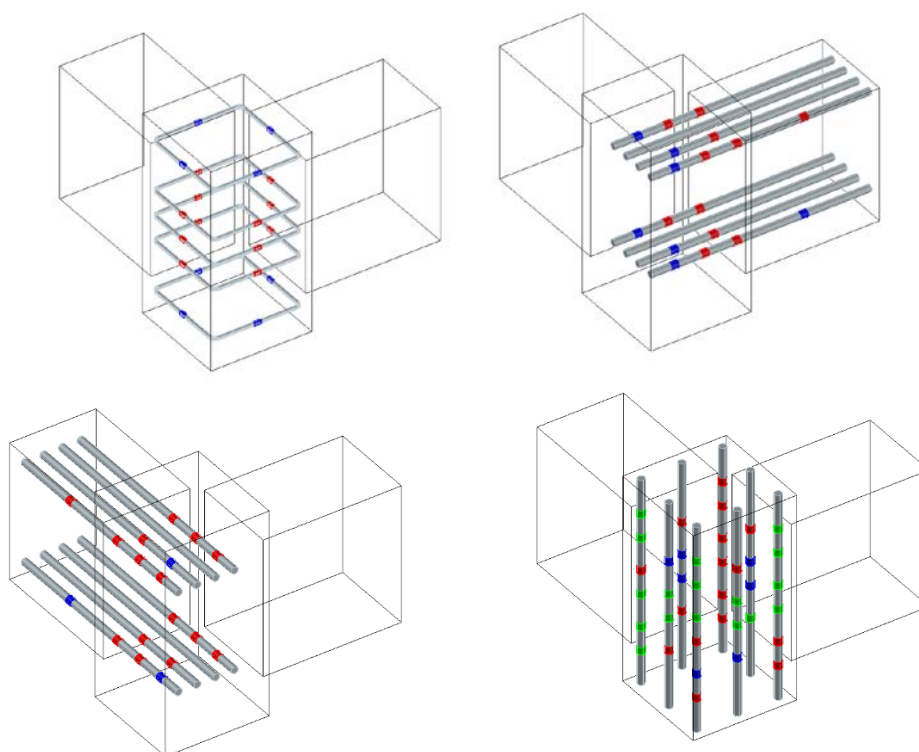


層間変形角 1.5%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-12 鉄筋降伏状況（試験体 F3）

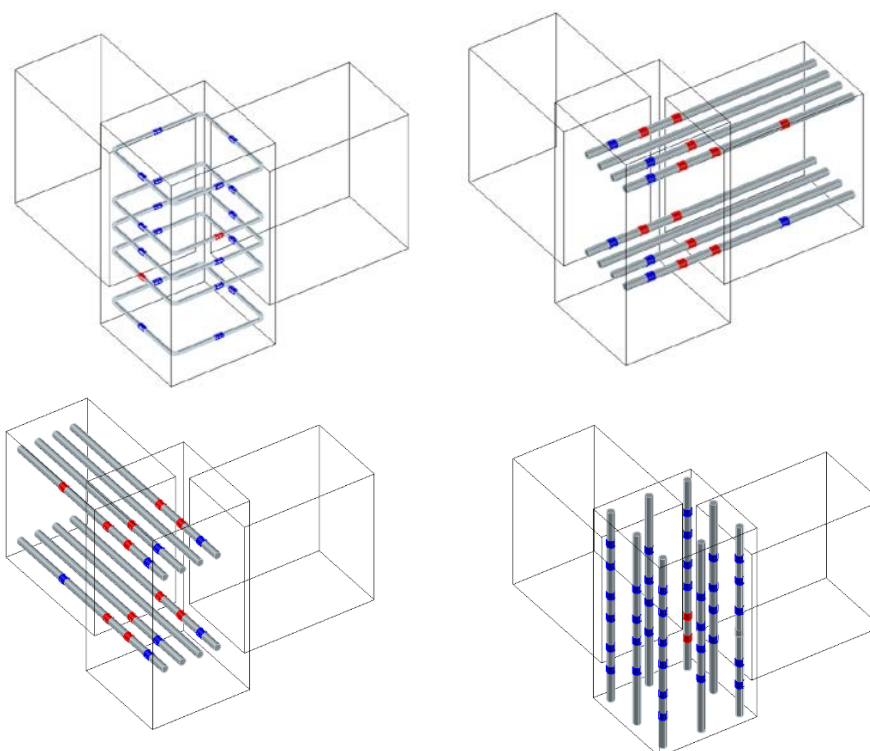


層間変形角 2.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

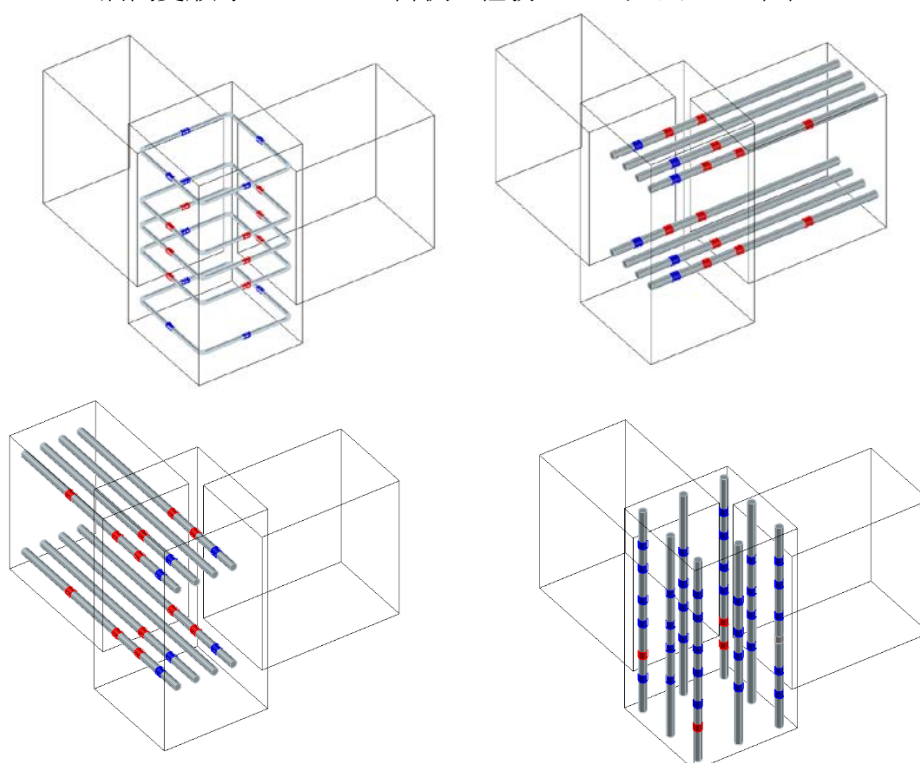


層間変形角 3.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-12 鉄筋降伏状況（試験体 F3）

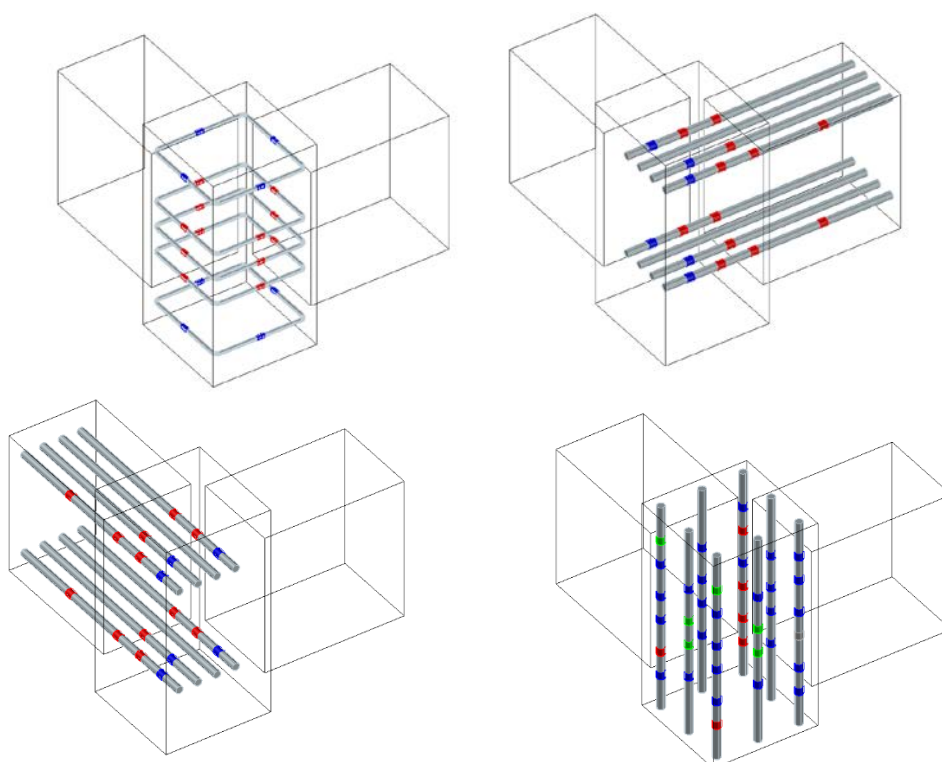


層間変形角 1.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

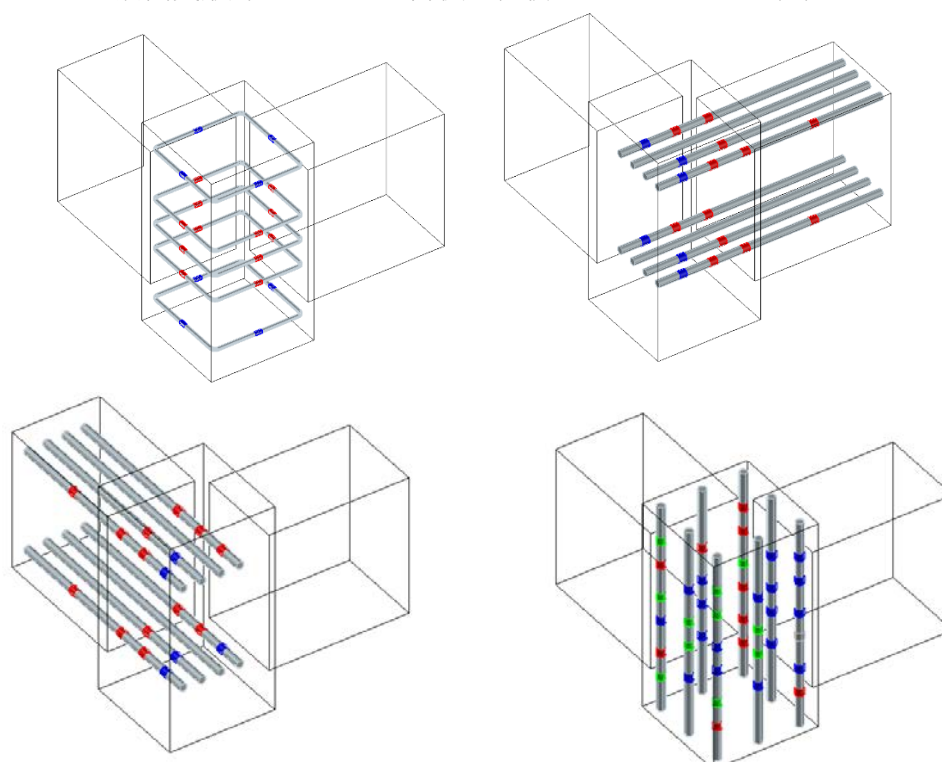


層間変形角 1.5%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-13 鉄筋降伏状況（試験体 F4）



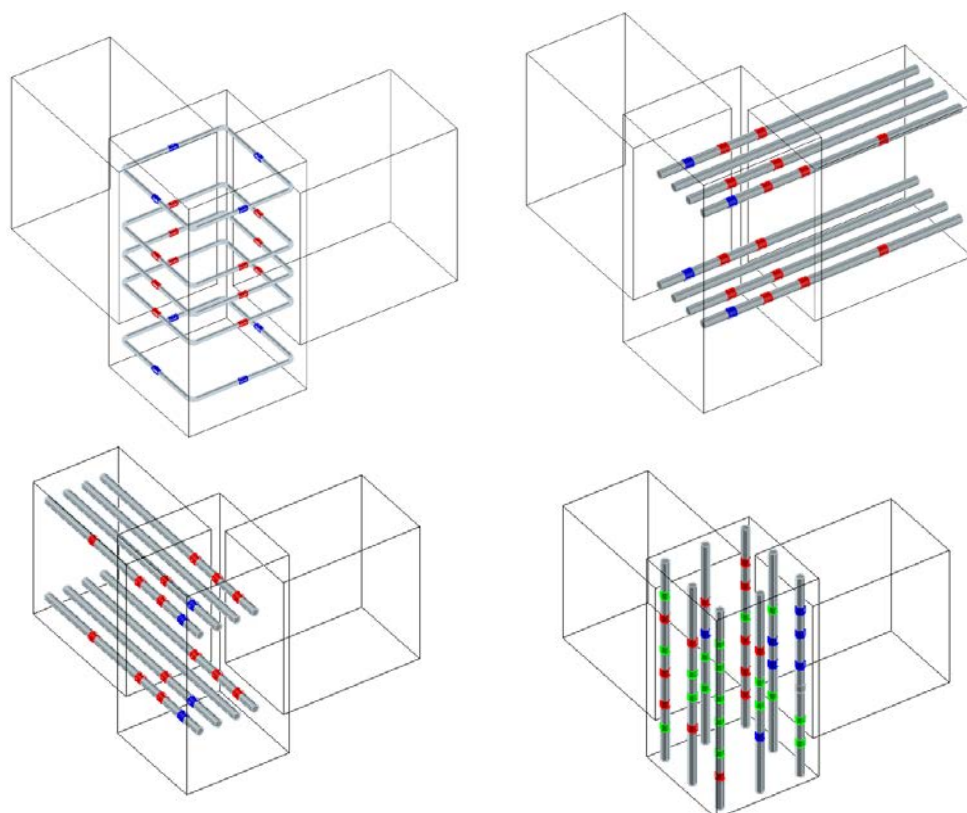
層間変形角 2.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置



層間変形角 3.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-13 鉄筋降伏状況（試験体 F4）





層間変形角 4.0%までに降伏を経験したひずみゲージ位置

図 3-13 鉄筋降伏状況（試験体 F4）



### 3.4 層せん断力の二軸相関

図 3-7 に層せん断力の 2 軸相関を示す。これは、東西および南北方向の層間変形角 0.5%（接合部主対角ひび割れ発生前）、1.0%（接合部主対角ひび割れ発生）および 1.5%（最大耐力時または最大耐力発揮後）における、加力第 1 サイクルの層せん断力の描く軌跡である。図中に梁曲げ終局耐力（前述）、接合部曲げ終局耐力 14) および接合部せん断終局耐力 1) の計算値を各々示す。梁曲げ終局耐力線は矩形、接合部せん断終局耐力線および接合部曲げ終局耐力線は各加力方向の計算終局耐力を楕円で結んだ。横軸と縦軸はそれぞれ載荷経路図の東西軸および南北軸に一致するため、層せん断力の描く軌跡は地点 A から左回りに推移する。

層間変形角 0.5% では、柱梁接合部の損傷は少なかったため、変位保持方向での耐力はほとんど低下せず、層せん断力の描く軌跡は矩形となった。ただし、試験体 F3 においては地点 F の耐力が F2、F4 よりも小さくなっており、これは梁端治具をローラー支承で固定しており、軸力が変わることにより柱の軸ひずみが増加することで生じる梁せん断力によるものである。

層間変形角 1.0% では、地点 D でいずれの試験体も層せん断力の描く軌跡が接合部曲げ終局耐力線の近くに位置した。このときいずれの試験体も南面の接合部に斜めひび割れが複数発生した。1 方向加力地点から 2 方向加力地点に移動する時の方が、変位保持方向の耐力低下が大きくなる傾向があるが、これは 2 方向加力時の方が接合部の曲げ終局耐力線に近づくためである。

層間変形角 1.5% では正側で 1 方向加力状態の地点 A で東西方向の最大耐力を迎えるが、いずれの試験体も接合部曲げ終局耐力には到達しなかった。地点 B に至るまでに東西層せん断力は 10kN 程度低下し、試験体 F2 および F3 での描く軌跡が接合部曲げ終局耐力線に到達し、F4 も実験値は耐力線の近くに位置した。正側でも 2 方向加力時では接合部が曲げ破壊したと考える。層間変形角 2.0% 以降はいずれの試験体も軌跡の描く面積が減少し、耐力が低下した。

水平 2 方向加力時の隅柱梁接合部の曲げ終局耐力は軸力が変動する場合においても、既往実験 [8][9] と同様に 1 方向加力時の接合部曲げ終局耐力計算値の楕円補完により概ね妥当に評価できた。

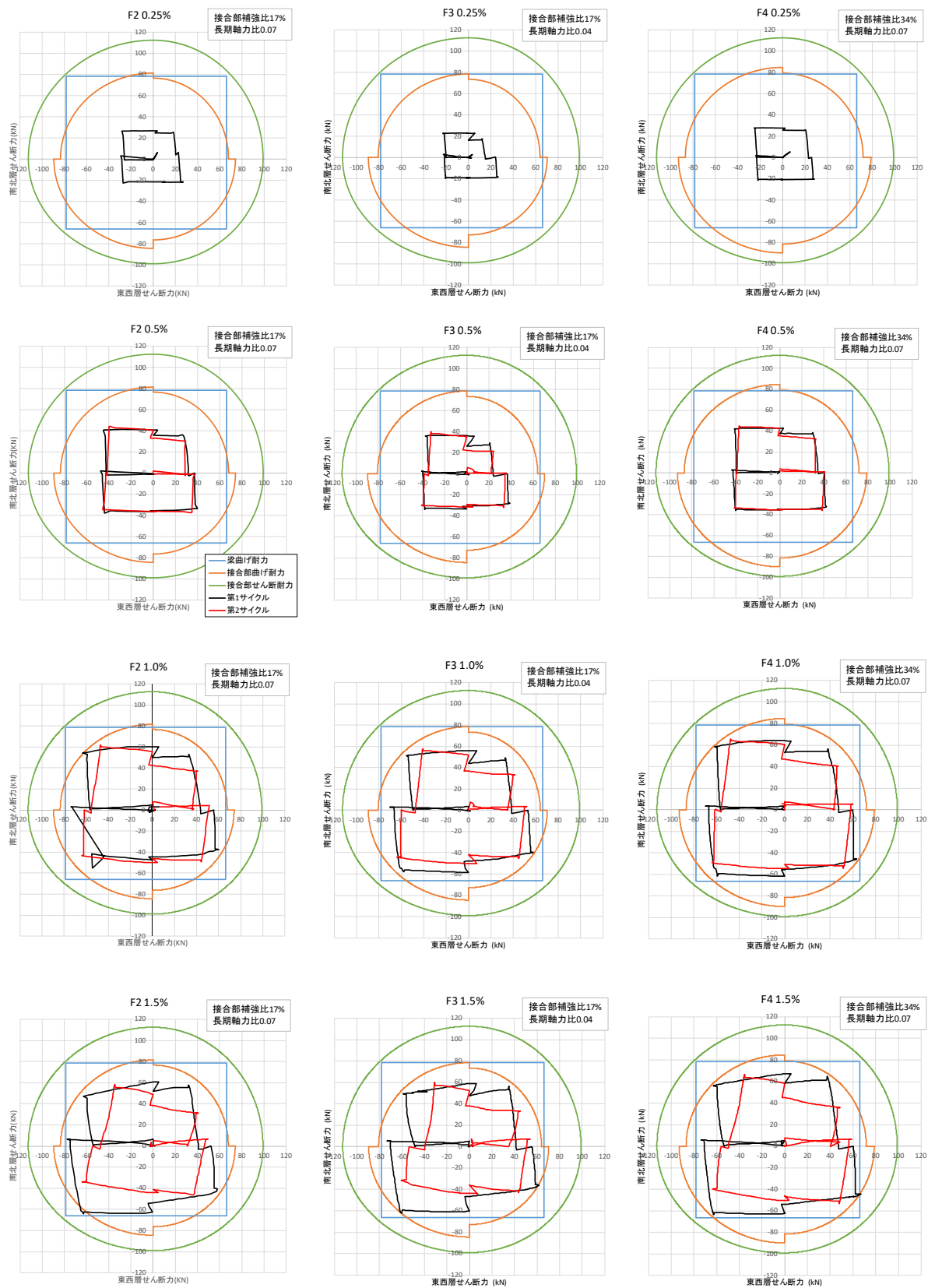


図 3-7 層間変形角ごとの二軸相関図

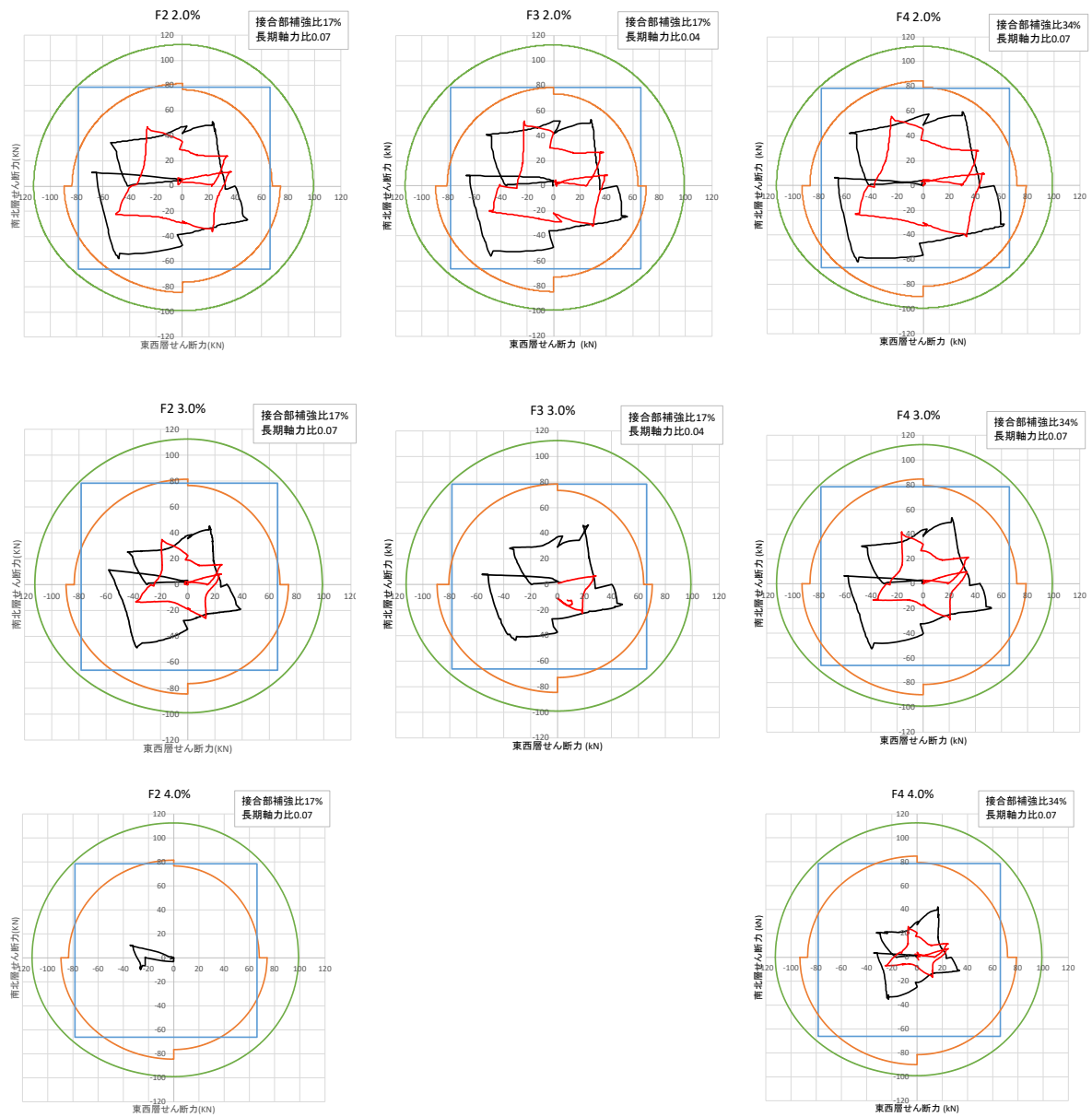


図 3-7 層間変形角ごとの二軸相関図

### 3.5 部分架構の変形成分割合

図 3-8 に層間変形に占める柱、梁および柱梁接合部の変形成分の算出方法、図 3-9 に層間変形に占める柱、梁および柱梁接合部の変形成分を積み上げグラフとして示す。東西方向では 1 方向加力時で、加力地点 A および地点 E において軸力変動後の E'、南北方向では地点 B および F の各部材の変形である。ここで、柱および梁の変形成分は各部材のたわみと危険断面位置での曲げひび割れの開口に起因する回転変形の成分を含む。柱梁接合部の変形成分は曲げ変形機構 10) に基づき測定した実験値を用いて算出した。各々の変形成分は文献 5) の算出法を用いて求めた。全ての試験体で、柱の変形成分が層間変形に占める割合は最大でも 20% 程度であり、接合部や梁の変形成分に比べると微少であった。

試験体 F1 では層間変形角 3.0% 以降に接合部の変形が支配的となり、接合部に変形が集中したことで耐力が低下したと考えられる。特に柱主筋の座屈が発生した正側の層間変形角 4.0% 時では接合部の変形が全体の 8 割程度を占めている。

立体試験体では地点 A（西方向加力）において最大耐力となる層間変形角 1.5% までは梁の変形が支配的であった。同 2.0% 時では試験体 F2, F3 で接合部の変形成分が占める割合は 6 割程度であったが、F4 では 4 割程度であった。接合部横補強筋の増加により接合部の曲げ変形が抑制されたと考える。地点 E'（東方向加力）においては層間変形角 1.5% までは梁の変形が支配的であった。

地点 B（南方向加力）においては試験体 F2, F4 で層間変形角 2.0% 以降に梁の変形成分が低下し、正側においても接合部の変形により耐力が低下したと考えられる。地点 F（北方向加力）では最大耐力以降は接合部の変形成分が支配的であった。層間変形角 2.0% における接合部の変形成分の割合は F4 が最も小さかった。東西方向と同様に接合部横補強筋により接合部の損傷を抑制したと考えられる。また、正側の地点 B に対して負側の地点 Fの方が接合部の変形成分が大きかった。軸力が小さい場合の方が接合部の変形が増大すると考えられる。

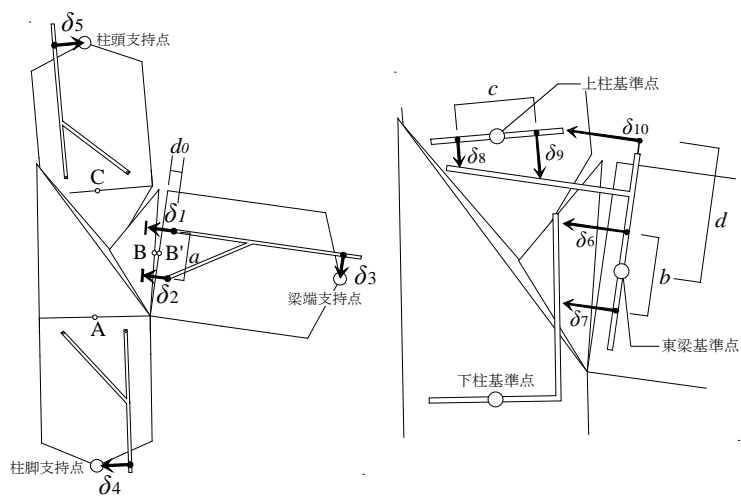


図 3-8(a) 測定変位

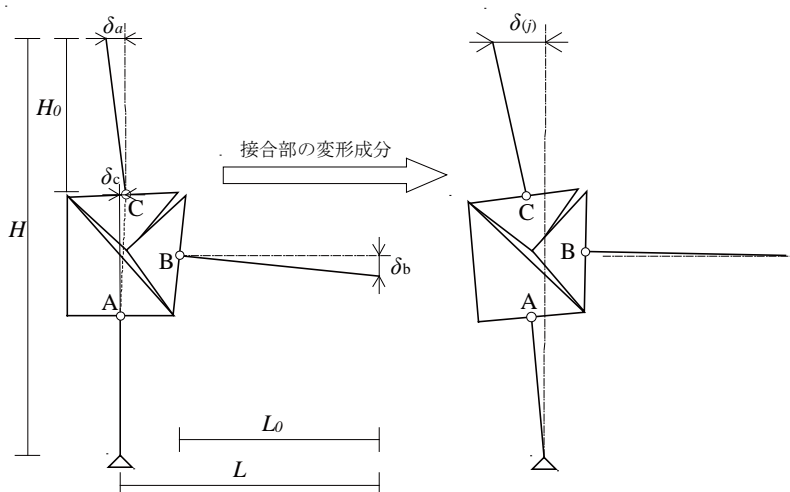


図 3-8(b) 接合部曲げ変形の層間変位に対する寄与分

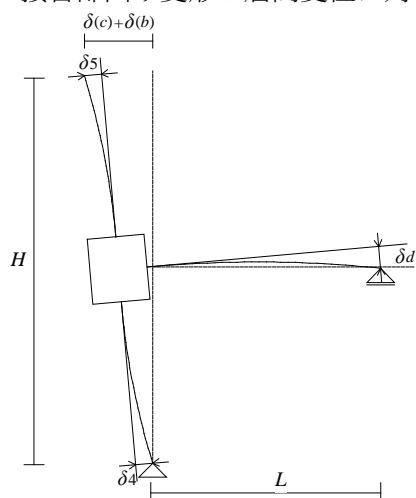


図 3-8(c) 梁および柱の変形の層間変位に対する寄与分

各変形成分を以下の計算式より算出する。

柱フェースでの梁曲げひび割れの開口による回転角

$$\theta_1 = (\delta_1 - \delta_2)/a \quad (1)$$

下柱（A）に対する梁側柱フェース断面（B'）の相対回転角

$$\theta_2 = (\delta_6 - \delta_7)/b \quad (2)$$

下柱（A）に対する接合部側柱フェース断面（B）の相対回転角

$$\theta_3 = \theta_2 - \theta_1 \quad (3)$$

梁側柱フェース断面（B'）に対する上柱（C）の相対回転角

$$\theta_4 = (\delta_8 - \delta_9)/c \quad (4)$$

下柱（A）に対する上柱（C）の相対回転角

$$\theta_5 = \theta_2 + \theta_4 \quad (5)$$

下柱（A）に対する上柱（C）の相対回転角による柱頭の水平変位

$$\delta_a = H_0 \cdot \theta_5 \quad (6)$$

接合部変形による梁端の鉛直変位

$$\delta_b = L_0 \cdot \theta_3 \quad (7)$$

下柱（A）に対する上柱（C）の相対水平変位

$$\delta_c = \delta_{10} - d \cdot \theta_2 - (\delta_6 + \delta_7)/2 \quad (8)$$

接合部の変形による柱頭水平変位

$$\delta_{(j)} = \delta_a + \delta_c + \delta_b \cdot H/L \quad (9)$$

梁の変形による梁端鉛直変位

$$\delta_d = \delta_3 + (L_0 - d_0) \cdot \theta_1 \quad (10)$$

柱の変形による柱頭水平変位

$$\delta_{(c)} = \delta_4 + \delta_5 \quad (11)$$

梁の変形による柱頭水平変位

$$\delta_{(b)} = \delta_d \cdot H/L \quad (12)$$

$\delta_j$ 、 $\delta_b$ および  $\delta_c$ がそれぞれ接合部、梁および柱の変形成分の変形成分に対応する。



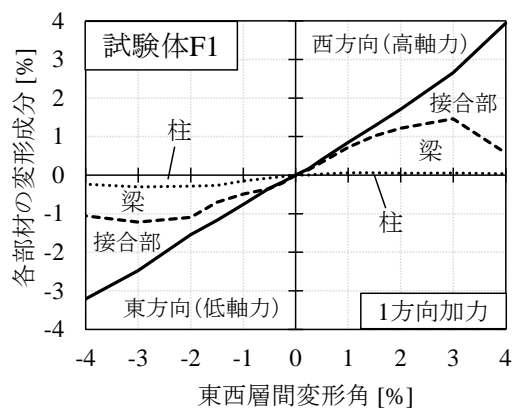


図 3-4 平面柱梁部分架構 F1 の変形成分割合

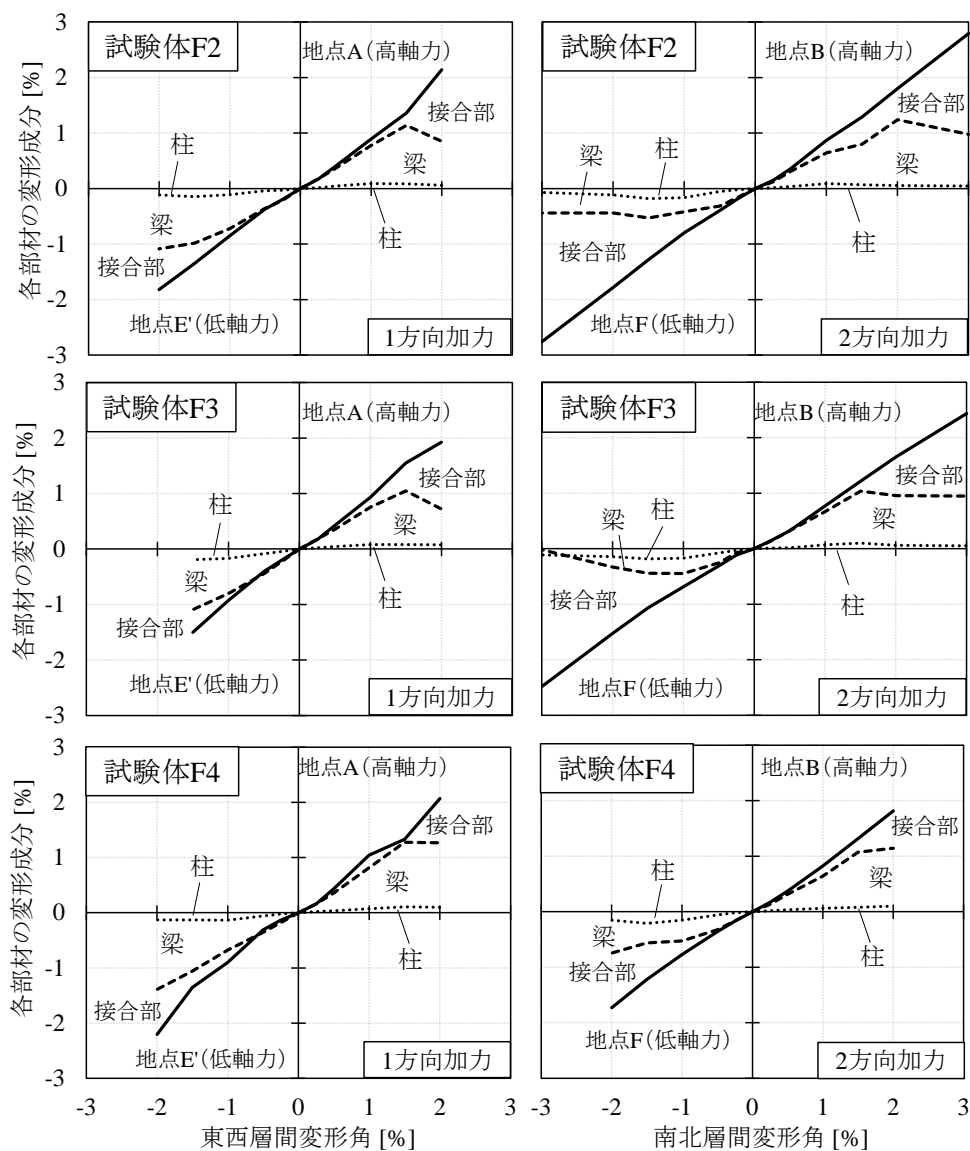


図 3-9 立体柱梁部分架構の変形成分割合

### 3.6 破壊モードの特定

以下に、3.6節までの実験結果から得られた情報をもとに各試験体の破壊モードを特定する。接合部のせん断余裕度は1.43以上確保しているため、理論上はせん断破壊は発生しないと判断する。

- ・梁曲げ破壊の判断基準

接合部の損傷が少なく（接合部の変形成分割合が小さい）、梁曲げ終局耐力に到達すること。梁危険断面位置のひずみが大きいこと。

- ・接合部曲げ降伏破壊の判断基準

接合部の損傷が顕著であり（接合部の変形成分割合が大きい）、接合部内の柱梁主筋および横補強筋が降伏すること。梁曲げ終局耐力以前に接合部曲げ終局耐力に到達したり、層せん断力の耐力低下が生じること。

#### (1) 平面試験体 F1

正側（上柱に高圧縮軸力が作用）、負側（上柱に低圧縮軸力が作用）共に最大耐力到達時は梁の変形成分が支配的であったが、その後の繰り返し載荷により耐力低下を伴い接合部の変形成分が増大した。梁危険断面位置において主筋は降伏したが、梁曲げ終局強度を4~7%とわずかに下回った。負側では層間変形角3.0%で入隅部の柱主筋が降伏した。同地点において接合部内の梁主筋および横補強筋も降伏していることから、**負側では接合部曲げ降伏破壊**が発生したと判断した。

高圧縮軸力が作用する正側の加力中には入隅部の柱主筋は降伏に至らなかったが、負側の斜めひび割れは1本の主対角ひび割れが大きく拡大するのに対し、正側の斜めひび割れは扇状に複数発生し、圧縮軸力の変化に伴い斜めひび割れの角度が変化したものと考えられる。その結果、上柱が梁から遠ざかる時に上柱と梁のフリーボディーの危険断面に発生する入隅ひび割れも複数に分散したことが推測される。接合部せん断余裕度は1.4と1よりも大きいにも関わらず、最大耐力到達以降に接合部の変形成分が増大したことから、**正側の破壊モードも接合部曲げ降伏破壊**であると判断した。

#### (2) 立体試験体 F2

正側では最大耐力到達時の変形成分は1方向加力時では梁が支配的であるが、2方向加力時には4割程度を接合部の変形成分が占めた。負側でも1方向加力時では梁が支配的であるのに対し、2方向加力時には5割程度を接合部の変形成分が占めた。1方向加力時の最大耐力は梁曲げ終局強度を2%下回っているが、ほとんど梁曲げ終局強度に到達したと言える。層せん断力の二軸相関図より、2方向加力時の最大耐力が接合部曲げ終局耐力線と一致した。以上より、正側では、**1方向加力時の梁曲げ破壊し、2方向加力時に接合部曲げ降伏破壊**したと判断した。

負側では層間変形角 1.5%の2方向加力時に入隅部の柱主筋が降伏した。同地点において接合部内の梁主筋および横補強筋も降伏していることから、**負側では接合部曲げ降伏破壊**が発生したと判断した。

### (3) 軸力変動幅が大きい試験体 F3

正側では最大耐力到達時の接合部の変形成分は1方向加力時で3割程度であり、2方向加力時では4割程度を占めた。1方向加力時の最大耐力は梁曲げ終局強度を6%以上下回り、層せん断力の二軸相関図より、2方向加力時の最大耐力が接合部曲げ終局耐力線と一致した。以上より、**正側では接合部が曲げ降伏破壊**したと判断した。

負側では1方向加力時では梁が支配的であるのに対し、2方向加力時では接合部と梁の変形成分は同程度の割合であった。層間変形角 1.0%の2方向加力時に入隅部の柱主筋が降伏した。同地点において接合部内の梁主筋および横補強筋も降伏していることから、**負側では接合部曲げ降伏破壊**が発生したと判断した。

### (4) 接合部横補強筋量が多い試験体 F4

正側では最大耐力到達時の変形成分は1方向加力時では梁が支配的であり、2方向加力時では2割程度を接合部の変形成分が占めた。1方向加力時の最大耐力は梁曲げ終局強度を6%下回った。層せん断力の二軸相関図より、2方向加力時の最大耐力が接合部曲げ終局耐力線の近くに位置した。以上より、正側では**接合部が曲げ降伏破壊**したと判断した。

負側では層間変形角 1.0%の地点 D において梁曲げ終局耐力および接合部曲げ終局耐力の計算値に同時に到達した。その後地点 F の2方向加力時では南北方向で3割程度を接合部の変形成分が占め、入隅部の柱主筋が降伏した。同地点において接合部内の梁主筋および横補強筋も降伏しており、その後も耐力が低下していくことから、**負側では接合部曲げ降伏破壊**が発生したと判断した。

---

## 第 4 章 実験結果の考察

---

## 4.1 全体復元力特性の分析

### 4.1.1 層せん断力の耐力低下率

図 4-1 に耐力低下率-層間変形角関係を示す。耐力低下率は、最大耐力に対してそれ以降に経験する層間変形角の各ピークにおける層せん断力の減少分の比で定義する。図 1 より、平面試験体 F1 が立体試験体より耐力低下が遅れており、2 方向加力により接合部の損傷が早期に進行することが確認できる。F2 試験体では西・東・北方向において最も早く耐力が低下している。F2 試験体には不具合があり、層間変形角 1.0%の地点 A から B までの間は計測不良により測定できなかった。また、加力制御に問題があり地点 B で加力を一時停止し軸力が 0kN となったことには注意を要する。

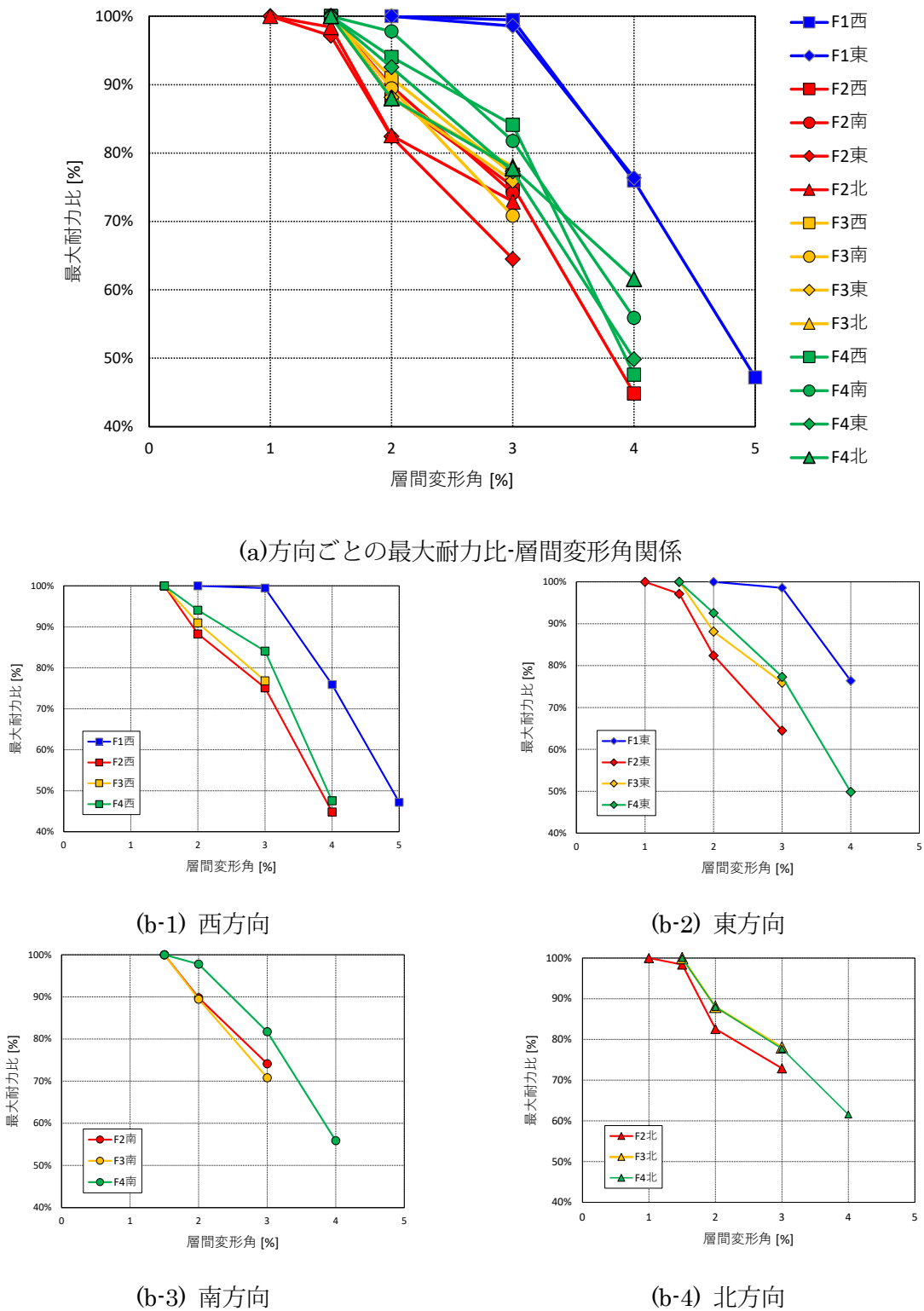


図 4-1 最大耐力比-層間変形角関係

#### 4.1.2 ベクトル和による層せん断力-層間変形角関係

図4-2にベクトル和による層せん断力-層間変形角関係を示す。正側では加力地点の原点から地点Cまで、負側では地点Cから地点Gまでにおいて、2方向の層せん断力と層間変形角をベクトルに合成した履歴の包絡線である。図中に示す一点破線は2方向加力時の接合部曲げ終局耐力のベクトル和であり、1方向加力時の接合部曲げ終局耐力を楕円で結んだ線と、図11における矩形の梁曲げ終局耐力線の角と原点を結ぶ直線の交点として算出したものである。正側では層間変形角1.5%地点Bで各試験体とも接合部曲げ終局耐力に到達している。負側の接合部曲げ終局耐力線は最も計算値が低いF3(軸力0, 接合部補強比14%)のものである。接合部横補強筋が多いF4試験体のみ接合部曲げ終局耐力に到達し、F2, F3でもほとんど到達している。いずれも最大耐力が高軸力の正側に比べ低軸力の負側で低下しており、柱の軸力が小さくなったことにより接合部曲げ終局耐力が低下したと考えられる。

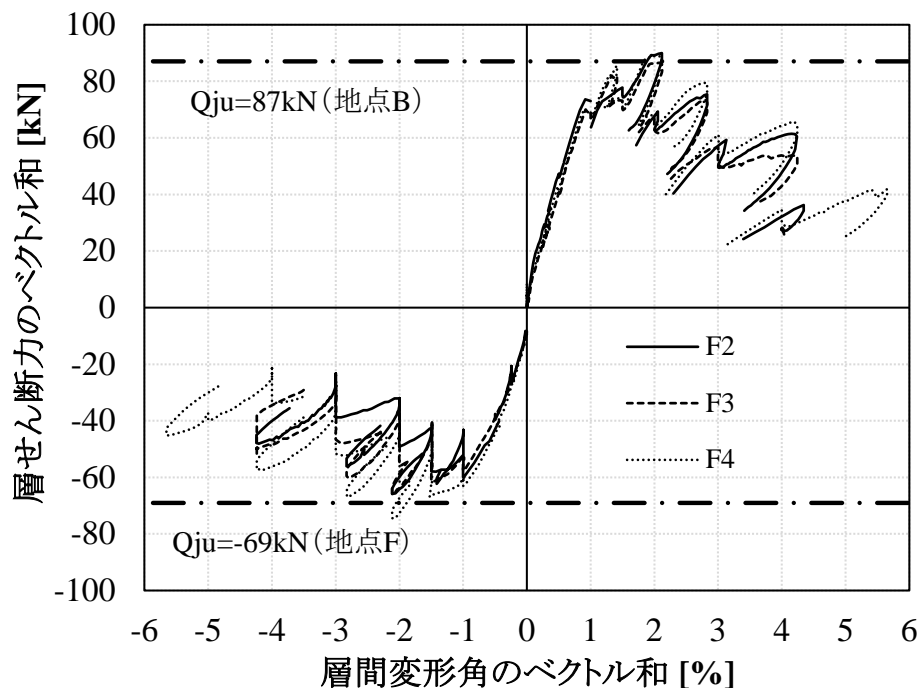
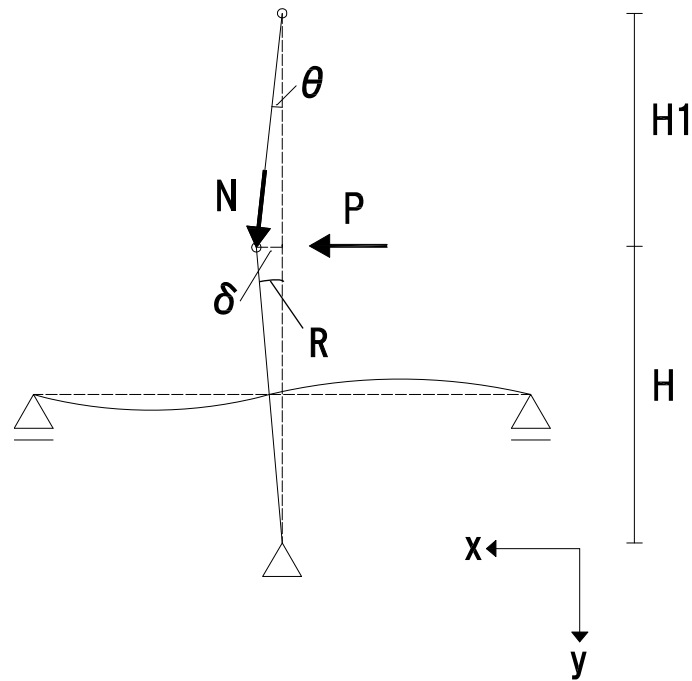


図4-2 ベクトル和による層せん断力-層間変形角関係

### 4.1.3 P-Δ効果を見無視した層せん断力-層間変形角関係

図3に水平ジャッキの層せん断力-層間変形角関係を示す。梁せん断力から算出した層せん断力と、水平ジャッキロードセルにより計測した層せん断力を比較する。F シリーズ実験では水平力を変位制御のアクチュエーターを用いて与えている。全試験体を通して特に正載荷側（軸力が高い方）で梁せん断力から算出した層せん断力を大きく下回っていることから、P-Δ効果により軸力が水平方向に分力として作用したことが分かる。水平変位はアクチュエーターにより保持されるため、その分力により生じるはずの変形は抑えられている。



$$\text{鉛直ジャッキの水平成分} = N \sin \theta = \frac{N \cdot \delta}{\sqrt{\delta^2 + H1^2}} = \frac{N \cdot \delta}{\sqrt{\delta^2 + 2820^2}}$$

$$\begin{aligned} \text{P-}\Delta \text{効果による水平力} &= N \cos \theta \tan R = N \sin \theta \frac{H1}{H} = \frac{N \cdot \delta}{\sqrt{\delta^2 + H1^2}} \times \frac{H1}{H} \\ &= \frac{N \cdot \delta}{\sqrt{\delta^2 + 2820^2}} \times \left( \frac{2820}{2400} \right) \end{aligned}$$

$$\text{水平力} = P + N \sin \theta$$

$$\text{層せん断力} = P + N \sin \theta + N \cos \theta \tan R = P + N \sin \theta \times \left( 1 + \frac{H1}{H} \right)$$



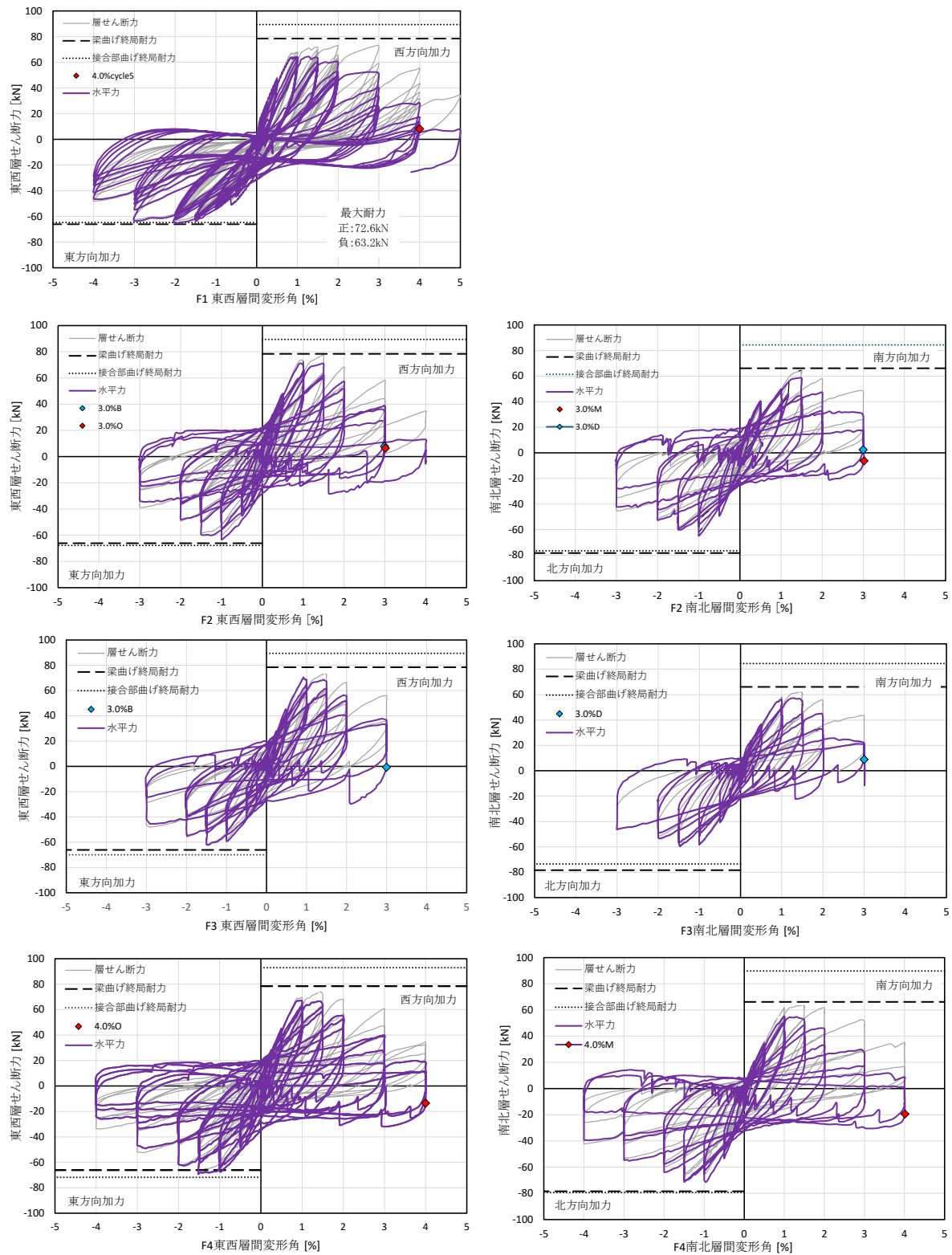


図 4-3 P- $\Delta$  効果による水平成分を除外した水平力・層間変形角関係

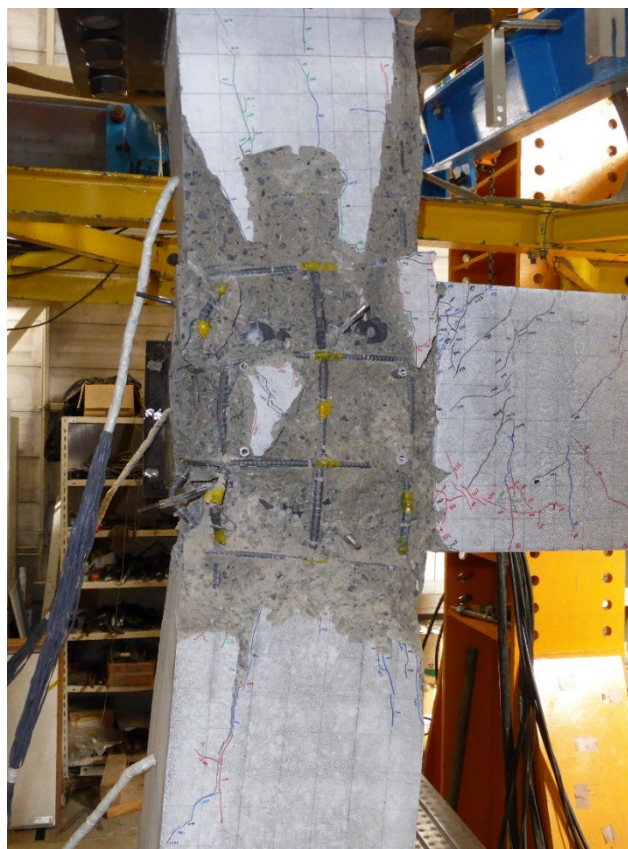
## 4.2 接合部の崩壊機構

### 4.2.1 破壊性状からみる接合部の崩壊過程

写真 4-1 に各試験体の接合部の崩壊状況を示す。F シリーズ実験では柱主筋が局所的に座屈し、コアコンクリートの剥落や接合部横補強筋の  $135^\circ$  フックがほどけるなど、接合部に激しい損傷が発生した点を接合部崩壊とし、加力を終了した。

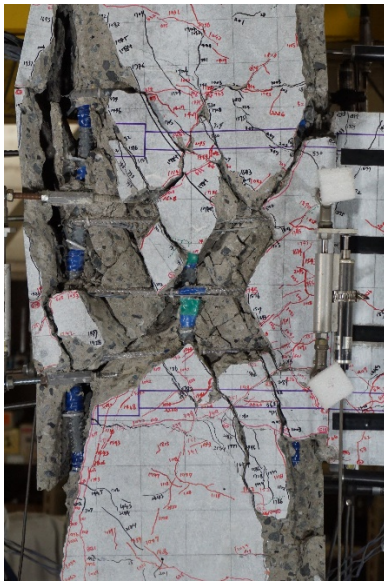
立体試験体では 2 方向の繰り返し载荷によりコアコンクリートが多方向の斜めひび割れによりブロック状に分割され剥落が進行し、正側の主対角ストラットによる圧縮力を受け、梁による接合部パネルの拘束がない梁上フェース位置における南西方向柱主筋の座屈が全ての立体試験体で接合部崩壊を決める破壊形式であった。この柱主筋の座屈により上柱が梁から遠ざかる方向に大きく回転し接合部の崩壊が進行した。

また、既往試験体の K3 では柱軸力比 0.12 の一定軸力下における静的载荷実験が行われているが、加力方向によらず軸力が一定であるため、上下の梁主筋位置において柱主筋が座屈している様子が見て取れる。



試験体 K3 の柱主筋座屈状況

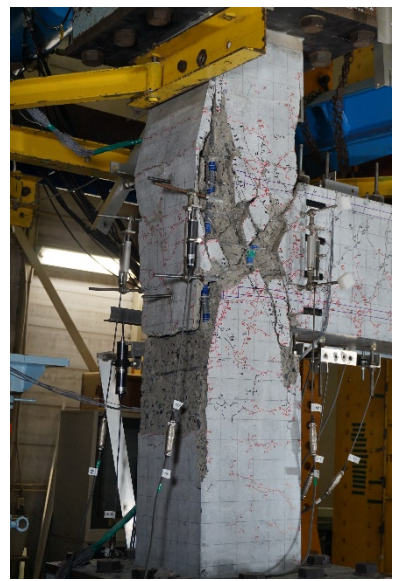




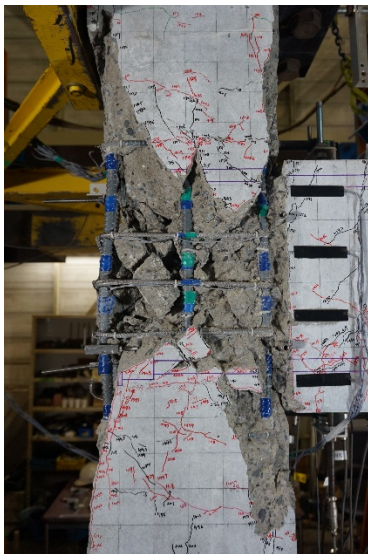
(a-1) R=5%ピーク



(a-2) R=5%ピーク



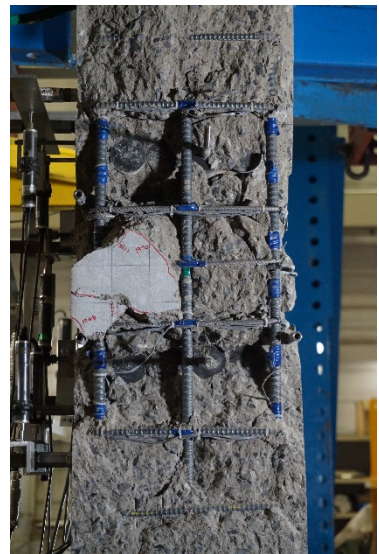
(a-3) R=5%ピーク



(a-4) 研り後



(a-5) 研り後



(a-6) 研り後

写真 4-1(a) 接合部の崩壊状況 (試験体 F1)





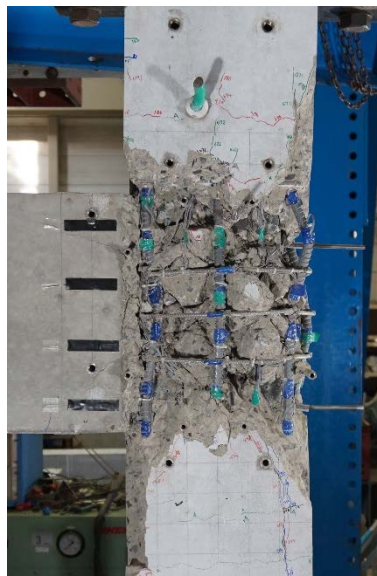
(b-1)



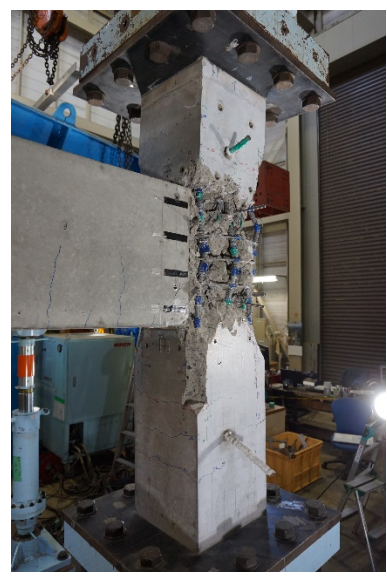
(b-2)



(b-3) 南面



(b-4) 西面



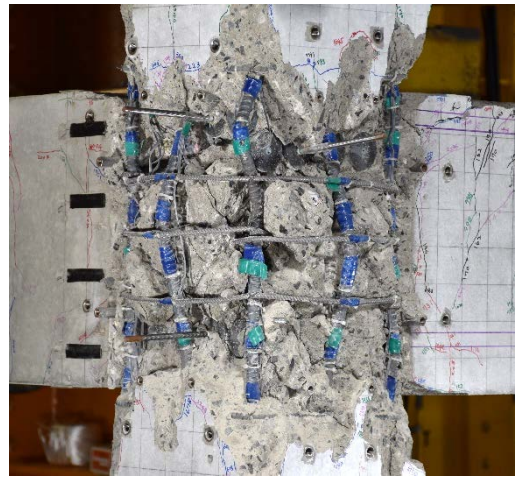
(b-5)

写真 4-1(b) 接合部の崩壊状況 (試験体 F2)





(c-1) 崩壊直後



(c-2)



(c-3) 南面



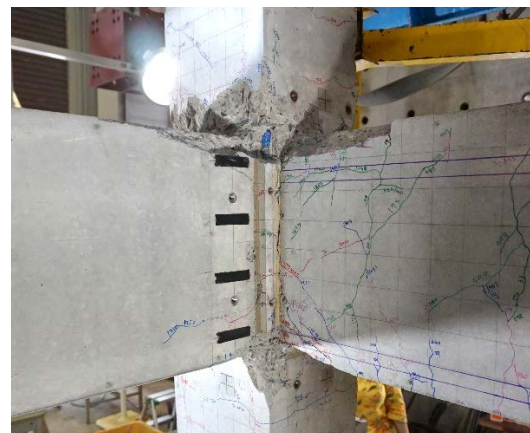
(c-4) 西面



(c-5)



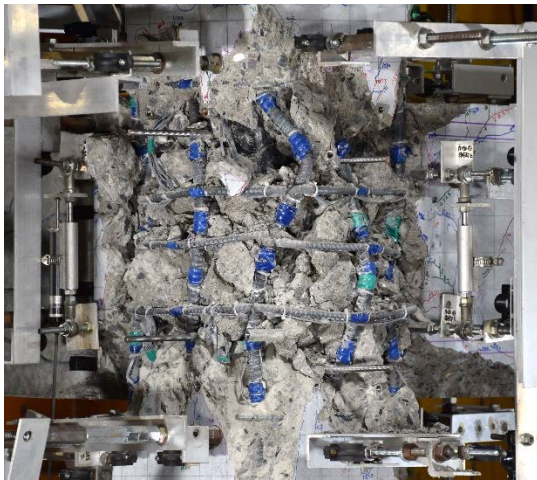
(c-6) 135° フックの分解



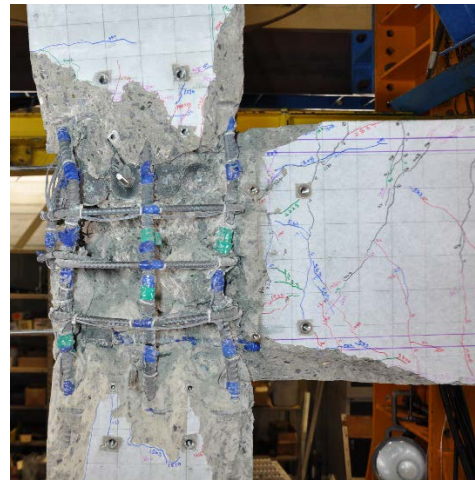
(c-7)

写真 4-1(c) 接合部の崩壊状況 (試験体 F3)





(d-1) 軸圧縮試験中



(d-2)



(d-3) 南面



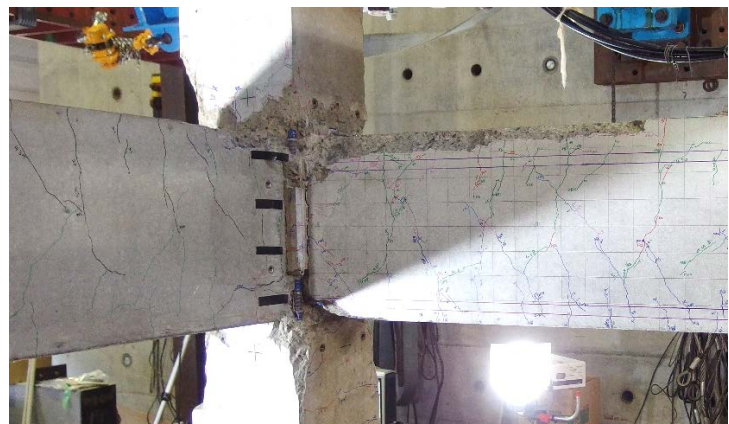
(d-4) 西面



(d-5)



(d-6) 135° フックの分解



(d-7)

写真 4-1(d) 接合部の崩壊状況 (試験体 F4)

#### 4.2.2 柱端回転角の推移

図4-4に上柱と下柱それぞれの梁に対する柱相対回転角-層間変形角関係を示す。これを見ると、例えば試験体 F2 について層間変形角 4.0%時に上柱と下柱の回転角が逆方向に動き出すのが分かる。それまでほとんど同じ傾向を示していたそれぞれの回転角が、柱主筋の座屈によって上柱と同時に下柱も梁と遠ざかる側に傾いたと考えられる。

図4-5に下柱に対する上柱の相対回転角-層間変形角関係を示す。これは上柱芯と下柱芯の傾きが等しければ0となるものであるが、一般にト形の部分架構は柱と梁が遠ざかる側の方が剛性は低い[24]とされており、正側と負側のピークで回転角は大きくなる。試験体 F1 の柱相対回転角-層間変形角関係では特に層間変形角 4.0%サイクル以降に下柱に対して上柱が傾き出していることが分かる。このとき試験体 F1 では西側の柱主筋で座屈が発生していることから、高圧縮軸力によってコアコンクリートの圧壊とともに上柱の回転角が増大したと考えられる。

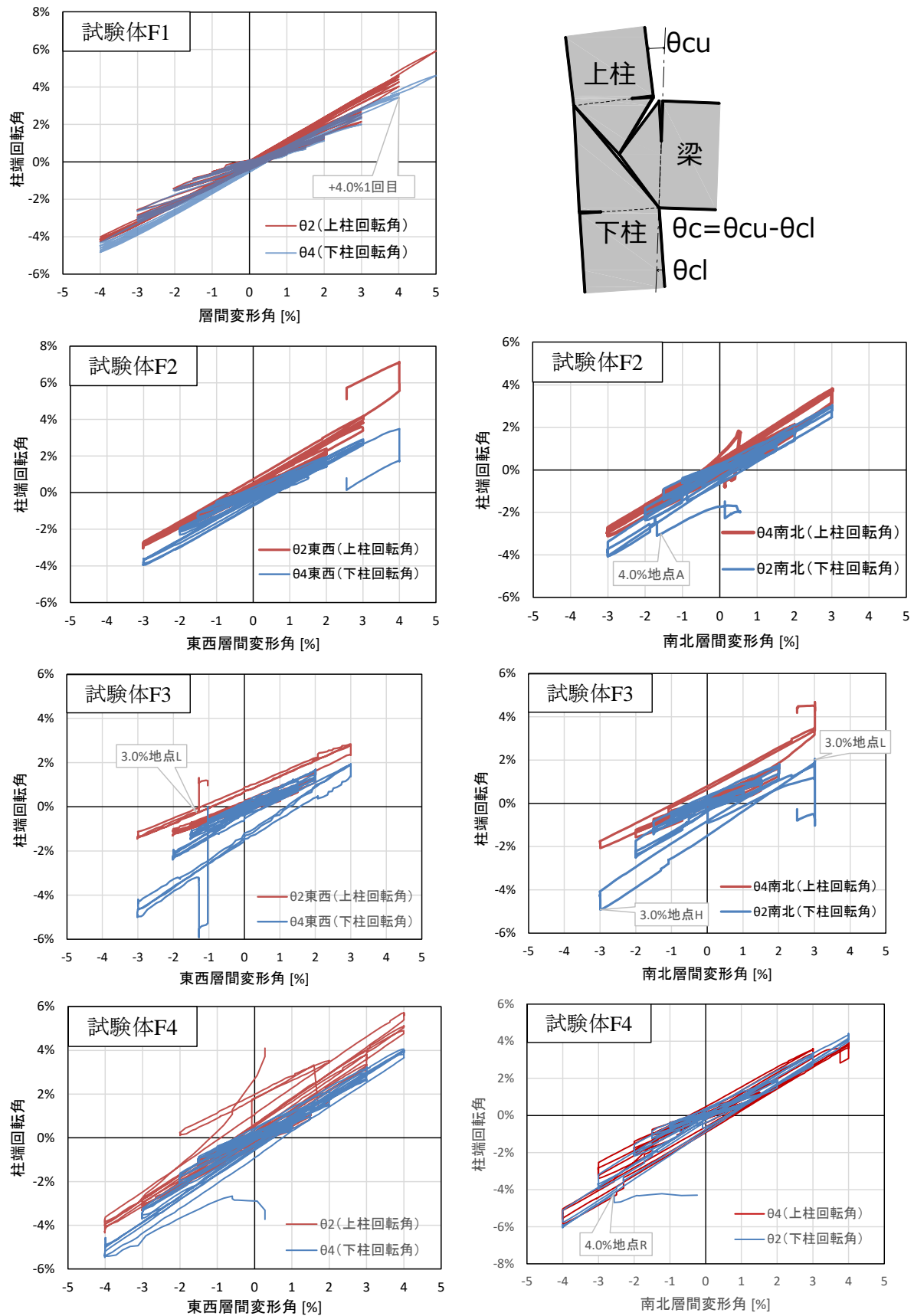


図 4-4 柱相対回転角-層間変形角関係



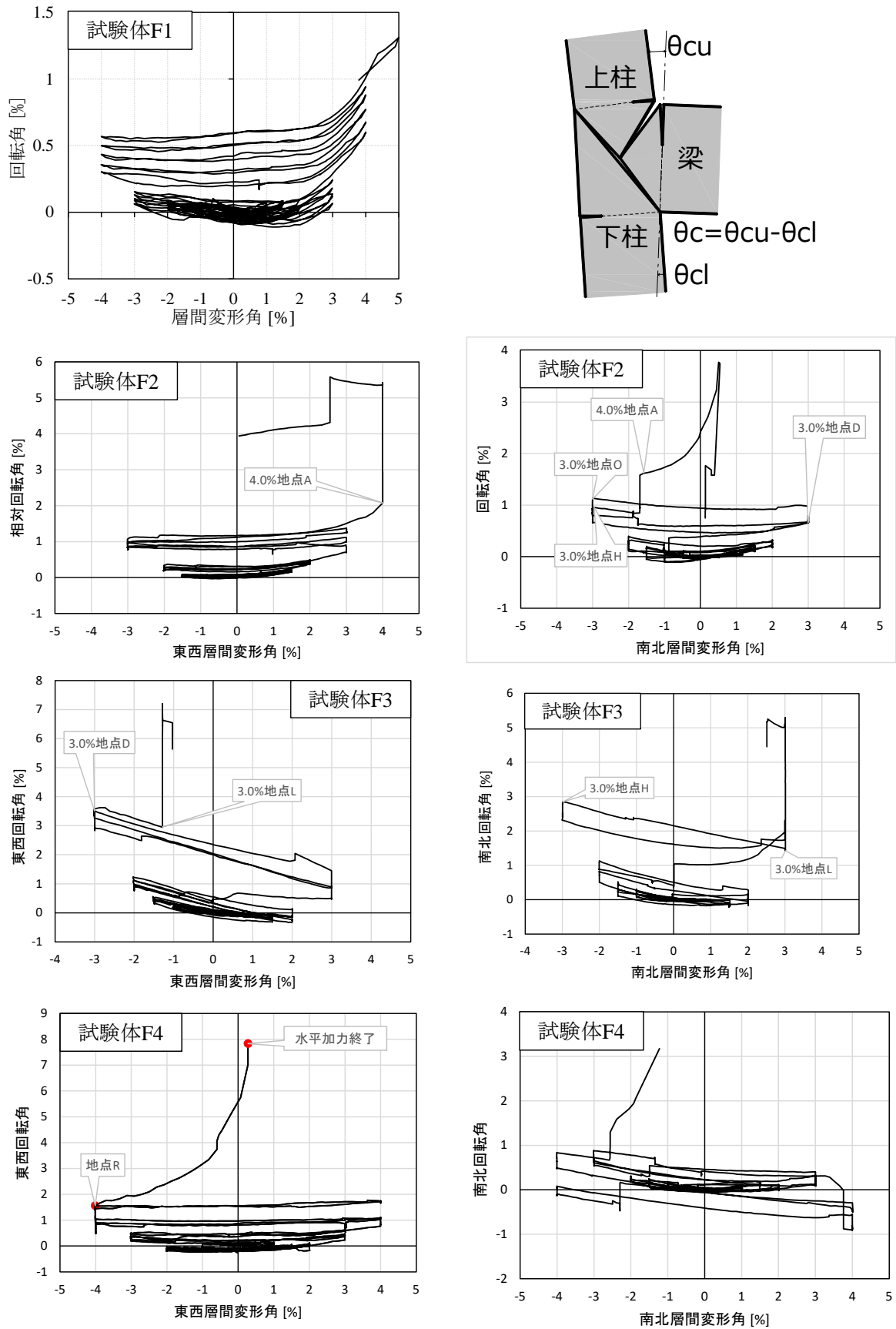
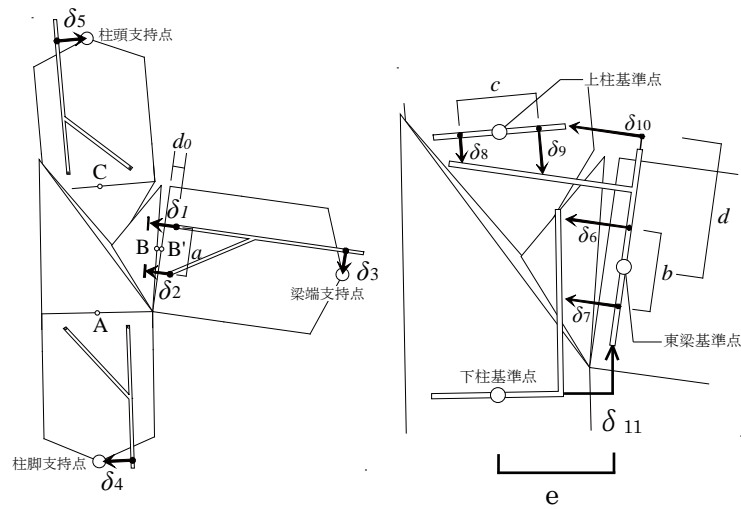


図 4-5 柱相対回転角-層間変形角関係

### 4.2.3 柱相対回転角と鉛直変位の関係

図 4-6 に柱端回転角および鉛直変位の推移を示す。柱端相対回転角は柱芯に対して反時計回りを正、鉛直変位は軸縮み方向を正としている。柱主筋の座屈によって柱の相対回転角が増大し鉛直変位も減少することを裏付けていると考えられる。東西方向では両者はよく対応している。

各面における鉛直変位は接合部周りの変位計を用いて算出した。算出方法を以下に示す。



下柱(A)に対する梁(B)の鉛直変位  $\delta_{v1}$

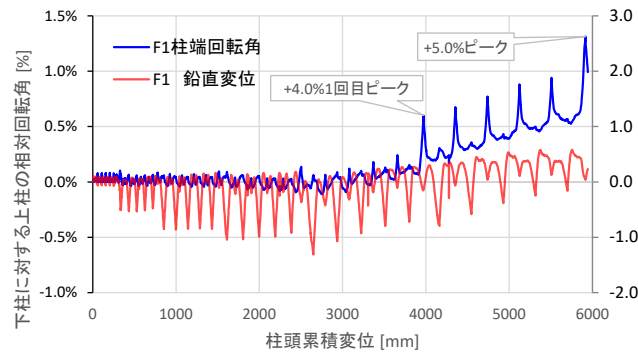
$$\delta_{v1} = \delta_{11} + e \cdot \theta_2 = \delta_{11} + e \cdot \frac{\delta_6 - \delta_7}{b}$$

梁(B)に対する上柱(C)の鉛直変位  $\delta_{v2}$

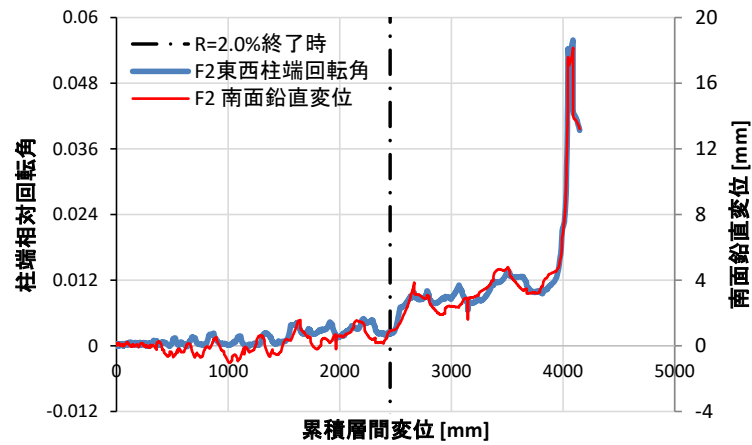
$$\delta_{v2} = \frac{\delta_8 + \delta_9}{2}$$

各面における鉛直変位  $\delta_v$

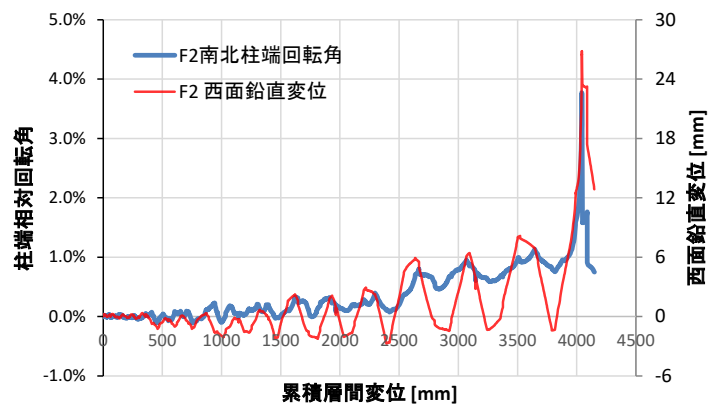
$$\delta_v = \delta_{v1} + \delta_{v2}$$



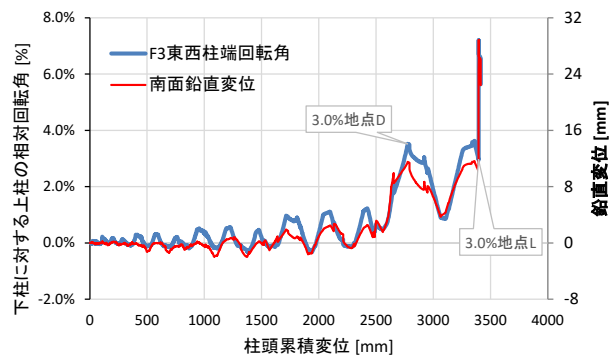
(a) 東西方向柱端回転角および北面鉛直変位（試験体 F1）



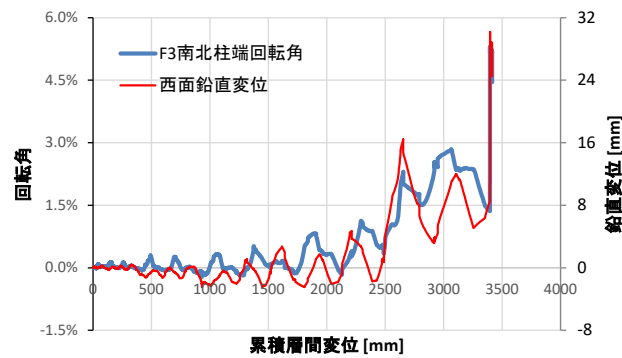
(b-1) 東西方向柱端回転角および南面鉛直変位（試験体 F3）



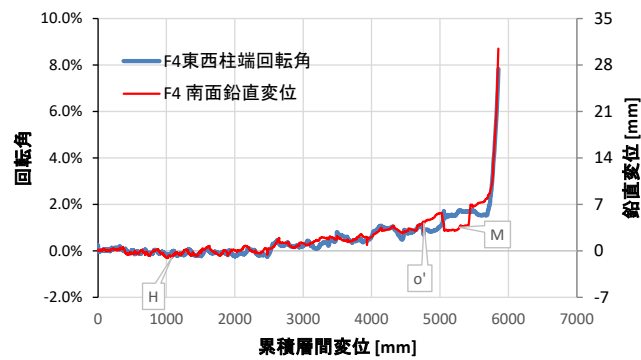
(b-2) 南北方向柱端回転角および西面鉛直変位（試験体 F3）



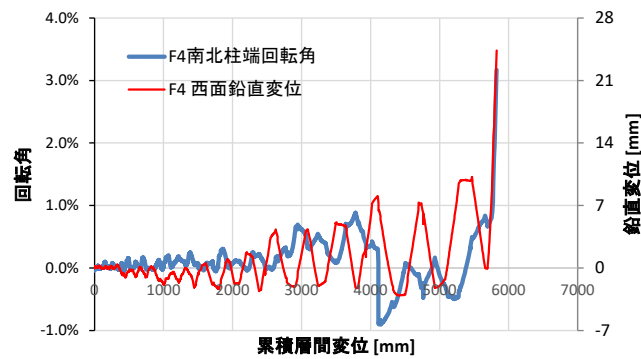
(c-1) 東西方向柱端回転角および南面鉛直変位（試験体 F3）



(c-2) 南北方向柱端回転角および西面鉛直変位（試験体 F3）



(d-1) 東西方向柱端回転角および南面鉛直変位（試験体 F4）



(d-2) 南北方向柱端回転角および西面鉛直変位（試験体 F4）

図 4-6 柱端回転角および鉛直変位の推移

### 4.3 接合部崩壊時の変形性能

図 4-7 に接合部崩壊の発生点の分布を示した。縦軸に累積層間変位，横軸に接合部崩壊時圧縮軸力をとって，本研究で実施した F シリーズに加え，既往研究における K シリーズ[8]および Z シリーズ[9]の試験体の分布を示している。損傷状況から接合部が崩壊しなかった試験体については，加力終了時の累積層間変位を採用した。接合部崩壊は等しい条件の場合，層間変位および圧縮軸力の増大により発生しやすくなると考えられ，試験体 Z1 および Z2 と比べて軸力比が大きい F2，F3，F4 では接合部が崩壊した。試験体 K1 および F1 は平面試験体であるが，累積層間変位が崩壊した立体試験体と同程度の場合でも崩壊することはないと，2 方向加力を受ける場合の方がより早期に接合部が崩壊すると言える。試験体 K2 については軸力比 0.04 程度であるが，柱主筋比が 0.8% と低いことから早期に柱主筋が座屈したと考えられる。

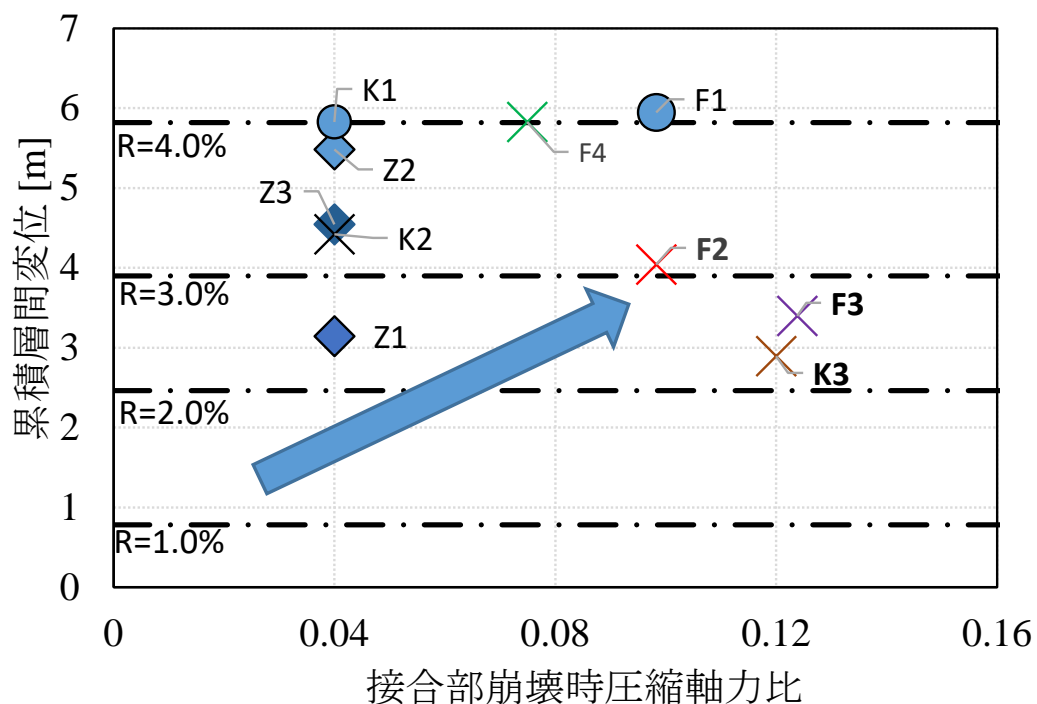


図 4-7 接合部崩壊の発生点の分布

---

## 第 5 章 結論

---

## 5.1 結論

本研究では、柱梁接合部が曲げ降伏破壊した後に生じる接合部崩壊によって軸力保持性能が低下するという仮説のもと、試験体形状、軸力変動幅、接合部横補強筋量を実験変数とした鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部に、変動軸力および2方向水平力を載荷する静的加力実験を行い、軸力変動時の接合部曲げ降伏挙動並びにその後の接合部崩壊のメカニズムを検討した。以下に本研究により得た知見をまとめる。

(1) 平面T形試験体 F1 では梁曲げ終局耐力には到達せず、負側（上柱に低圧縮軸力が作用する側）で最大耐力到達時に接合部内梁主筋および横補強筋が降伏し、その後接合部内で柱主筋も降伏し接合部内の変形成分の割合が増大したことから、接合部曲げ降伏破壊が発生したと考える。層間変形角 4.0%の正側（上柱に高圧縮軸力が作用する側）で梁が取り付いていない側の柱主筋が座屈し、柱端回転角が増大した。最大層間変形角の 5.0%では層せん断力が最大耐力に対し約 50% 低下し、接合部崩壊が発生した地点における立体試験体の耐力低下率に相当するため、接合部は崩壊直前であったと考える。

(2) 立体試験体 F2 および軸力変動幅が大きい試験体 F3 では負側の 2 方向加力時に接合部内の柱・梁主筋および横補強筋が降伏したことから接合部が曲げ降伏破壊したと考える。その後、試験体 F2 では層間変形角 4.0%の正側で 2 方向加力中に出隅部の接合部内柱主筋の上部と、梁の取り付かない面の柱中段筋が局所的に座屈した。試験体 F3 は層間変形角 3.0%の正側 2 方向加力時に F2 と同様の位置で柱主筋が局所的に座屈し、その後の軸力変動点において接合部横補強筋の 135° フックがほどけ鉛直変位が急増した。

(3) 接合部横補強筋量が多い試験体 F4 では、試験体 F2 および F3 と比較すると接合部の変形増大は抑制されたが、最終的には負側の 2 方向加力時に接合部曲げ降伏破壊が発生したと考える。層間変形角 4.0%の正側 2 方向加力時に出隅部の接合部内柱主筋が座屈したがその後も軸力を保持し続け、水平 2 方向で除荷後に軸圧縮試験を行ったところ軸力比 0.08 で接合部横補強筋のフックがほどけ柱主筋の座屈が急激に進行した。

(4) 立体試験体の 2 方向加力時において軸力の大きさが接合部曲げ終局耐力に影響を与えていることを確認した。また、既往実験[8][9]と同様に水平 2 方向加力時の隅柱梁接合部の曲げ終局耐力は、楠原・塩原[21]による接合部曲げ終局耐力計算値を楕円補完することによって妥当に評価できた。

(5) 既往実験[8][9]において接合部崩壊が発生した試験体には本実験よりも崩壊時の圧縮軸力が低いものがあったが、柱主筋量が本実験の試験体よりも小さいなど、直接比較することができない。今後、実験変数を基準化するなど、比較方法を検討する必要がある。

(6) 破壊性状および柱端回転角の推移から、接合部が曲げ降伏破壊する立体隅柱梁接合部の崩壊は、接合部内柱主筋の座屈によって柱が回転することによって発生することを示した。



## 5.2 今後の展望について

本研究を締めくくるにあたり、現在の知見から今後の検討課題を列記する。

### 接合部崩壊モードの検討

本研究で提案した接合部崩壊モードの ModeⅢにあたる、負側圧縮ストラットに沿って柱主筋が座屈することによる接合部崩壊は実験で再現することはできなかった。変動軸力を受ける平面試験体の加力実験ではこの傾向が確認されており、より引張軸力が大きい場合や柱梁曲げ耐力比が小さい場合の接合部崩壊への検討が必要である。

### 立体破壊モデルによる終局耐力計算値の妥当性

石塚らの研究により、立体隅柱梁部分架構の2本の梁の上端筋あるいは下端筋が両方とも引張となる斜め45度方向加力時の立体破壊モデルが提案された。このモデルを用いて、変動軸力を導入した本実験において妥当性を検証することが必要である。一方の梁の上端筋が引張となり、他方の梁の下端筋が引張となる斜め45度方向加力時の立体破壊モデルの提案も引き続き今後の課題である。

### 接合部崩壊の力学モデル

上記の接合部曲げ降伏破壊に対する立体破壊モデルを応用し、接合部が崩壊に至るまでの力学モデルを構築することが必要である。本研究で行った実験結果から、曲げ破壊する接合部の崩壊には柱主筋の座屈が大きく関係している可能性が高く、力学モデルを構築する場合は柱主筋の座屈発生をモデル化することが必要だと考える。また、多数の接合部斜めひび割れの発生に伴うコンクリート圧縮強度の低下、およびコンクリートの剥落に伴う圧縮軸力を負担する断面積の低下なども考慮する必要があるのではないかと考える。

部材の軸崩壊についてはこれまで、主にせん断破壊する柱部材において最も発生しやすいと考えられ、その軸力保持限界時の残存軸耐力や限界水平変形について研究が進められてきた。一方で、新耐震基準の制定以降、柱のせん断破壊を防止する取り組みが進められたため、曲げ降伏破壊する柱梁接合部が新たな構造上の弱点となる可能性がある。例えば、高稲・芳村らは二次曲線で表すせん断破壊曲面の縮小モデルに基づき水平耐力と軸耐力の関係をモデル化し、水平変形と鉛直変形の推定式を提案している。本研究においても水平変形と鉛直変位が正比例の関係にあることは確認されており、曲げ破壊曲面の縮小を考えれば簡易に応用できる可能性はあるだろう。力学モデルの構築が困難な場合は、ひとまずこうした経験式を導くことも考えられる。

### 柱主筋座屈の定量評価

本研究において柱主筋の同じ位置に貼り付けた 2 枚のひずみゲージの値が、主筋に座屈が発生するとともに逆の傾向を示す（つまり、一方の歪みが増大するのに伴い、他方の歪みが低下する現象）例が見られた。柱主筋の座屈に関する研究では、主筋断面内のひずみや、屈曲変形時の横方向変位を用いて座屈を判定している。測定法を含め、柱梁接合部内柱主筋の座屈の定量評価手法は今後の課題である。

### 有限要素解析による立体破壊モデルの検証

接合部曲げ終局耐力の立体破壊モデルは平面架構における接合部曲げ破壊断面を立体隅柱梁架構に拡張し、鉄筋の応力状態などから妥当性の検証を行って構築されたものである。今後は有限要素法解析により接合部の立体的な応力状態を検証することも望ましいが、時間を要するだろう。

---

## 参考文献

### 第 1 章および全般

---

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
  - 2) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.635，pp.121-128，2009.1
  - 3) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.635，pp.121-128，2009.1
  - 4) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.640，pp.1145-1154，2009.6
  - 5) 齋藤真也，向井智久，塩原等：2016 年熊本地震により被災した鉄筋コンクリート造庁舎の柱梁接合部に関する検討，コンクリート工学年次論文集，第 40 巻第 2 号，pp.1039-1044，2018 年.
  - 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート部材の構造性能評価の現状と将来，2019
  - 7) W. M. Hassan, and J. P. Moehle：Quantification of Residual Axial Capacity of Beam-column Joints in Existing Concrete Buildings under Seismic Load Reversals，4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece, 12-14 June 2013.
  - 8) 片江 拓，北山和宏：3 方向加力される鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の耐震性能に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 713 号，pp.1133-1143，2015 年 7 月.
  - 9) 石塚裕彬，北山和宏：2 方向水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体隅柱梁接合部の耐震性能および立体破壊モデルに基づく曲げ終局耐力の評価，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 729 号，pp.1881-1891，2016 年 11 月.
  - 10) 崔建宇，藤井栄，渡邊史夫：二方向荷重をうける隅柱・梁接合部のせん断性能と柱軸力の関係，コンクリート工学年次論文集，第 24 巻第 2 号，pp.451-456，2002 年.
  - 11) 村上久志，Hu Yanbing，晉沂雄，前田匡樹：高変動軸力を受ける RC 造外柱梁接合部の破壊性状と構造性能，コンクリート工学年次論文集，第 40 巻第 2 号，pp.223-228，2018 年 7 月.
  - 12) 西田智康，鈴木裕介，前田匡樹：変動軸力の大きさが接合部降伏する T 型柱梁接合部の破壊性状及び構造性能に与える影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，第 41 巻第 2 号，pp.253-258，2019 年.
  - 13) 森田真二，北山和宏，小山明男：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート外柱・梁接合部のせん断強度に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造 IV，pp.549-550.1998 年 9 月
-

- 
- 14) 北山和宏, 村上 研, 岸田慎司, 村田義行, 小田 稔: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.639-644, 2018 年 9 月

## 第 2 章

---

- 15) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 16) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案)・同解説, 2016 年 4 月
- 17) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, 2010
- 18) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修: 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015 年
- 19) 西田智康, 鈴木裕介, 前田匡樹: 変動軸力の大きさが接合部降伏するト型柱梁接合部の破壊性状及び構造性能に与える影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第 41 巻第 2 号, pp.253-258, 2019 年.
- 20) Popovics, S.: A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, pp. 583-599, 1973
- 21) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp.1949-1958, 2013 年 11 月.
- 22) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-R-14), 2014

## 第 3 章

---

なし

## 第 4 章

---

- 23) 楠原文雄, 塩原等: 接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法, コンクリート工学年次論文集, 第 28 巻第 2 号, pp.355-360, 2006 年.
- 24) 楠原文雄, 藤原圭佑, 塩原等: 架構内での変形を模した境界条件による鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部部分架構の実験, コンクリート工学年次論文集, 第 33 巻第 2 号, pp.343-348, 2011 年.

## 第 5 章

---

- 25) 高稲宜和, 芳村学: 破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の定量的損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 72 巻, 第 618 号, pp.191-197, 2007 年 8 月.
- 26) 丸山久一, 趙唯堅, 清水敬二: RC 柱の主筋座屈に関する基礎的研究, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, 1990 年 5 月.
-